

PARÂMETROS – CHAVE DE CONTROLO DO COMPORTAMENTO RESILIENTE DE SAIBROS ESTABILIZADOS COM CIMENTO

Estudo laboratorial em Ensaios triaxiais cíclicos

ANA ZAIDA DA COSTA CARNEIRO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Professor Doutor António Joaquim Pereira Viana da Fonseca

FEVEREIRO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição de que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor

Aos meus Pais
E ao meu Avô

“só uma coisa torna o sonho impossível: o medo de fracassar”
Paulo Coelho

AGRADECIMENTOS

Quero agradecer ao Professor Viana da Fonseca pela oportunidade que me ofereceu em poder realizar a minha dissertação no Laboratório de Geotecnia da FEUP. Queria salientar a sua disponibilidade e o apoio que forneceu ao longo da execução deste trabalho.

Agradeço à Engenheira Sara Rios pelo ensino e pela paciência demonstrada ao longo do nosso trabalho, dando incentivo sempre que me encontrava desanimada.

Não posso deixar de agradecer ao Senhor Pinto pela transmissão de alguns dos seus conhecimentos e pela sua boa disposição diária, assim como também queria agradecer à Cláudia pela sua disponibilidade em ensinar algumas técnicas presentes neste trabalho.

Quero agradecer à Cristiana, Karina, Jucélia e ao André pelos momentos divertidos passados no laboratório que sem eles o trabalho não seria de certeza tão animado.

Ao João Miguel e à Joana pela ajuda prestada na elaboração do *abstrat*.

A todos os colegas da opção, especialmente do ano lectivo de 2007/2008, que através do seu companheirismo, amizade, conhecimento e boa disposição tornaram esta tarefa mais fácil. Em especial à Estela pela amizade e pelo seu esforço de me animar nos momentos mais difíceis.

À minha Mãe e ao meu Pai, pela força, pela confiança e pelo incentivo. Por fim ao meu Irmão, mesmo estando longe me apoiou em todos os momentos.

RESUMO

A estabilização de solos é uma solução interessante quando a capacidade de carga dos solos, quer em estado natural ou compactado, é diminuta.

A utilização de ligantes hidráulicos para a estabilização de solos e materiais granulares é uma das soluções em que a rigidez e a resistência sofrem um maior incremento. O recurso a esta técnica é uma boa solução quando se pretende elevados níveis de carga de tráfego e um número significativo de passagens para pavimentos rodoviários e plataformas de linhas férreas.

O presente trabalho tem como objectivo o estudo do comportamento de algumas misturas de solo-cimento compactadas para camadas de suporte de plataformas de vias de transporte sujeitas a solicitações cíclicas. Este estudo tem como finalidade poder contribuir para a identificação de bases de dimensionamento racionais para os aterros nestas estruturas, com exigentes critérios de funcionalidade.

Os ensaios triaxiais cíclicos constituíram a base experimental deste estudo, tendo sido executados dois tipos distintos de ensaios em prensa com capacidade para cargas cíclicas até aos 10 kN e frequências até 3 Hz.

A definição dos dois tipos de ensaios realizados resultou da adaptação da norma EN 13286-7:2004 sobre ensaios cíclicos em materiais granulares não ligados. O ensaio do tipo 1 permite avaliar o módulo resiliente do material e, conseqüentemente, estabelecer uma classificação com base nas características resilientes. O ensaio do tipo 2 tem como principal finalidade a determinação das deformações permanentes e definição da tendência do seu comportamento em função do conceito de *shakedown*.

Os pontos de moldagem foram definidos com base na relação entre a razão de volumes de vazios pelo volume de cimento ($V_v/V_c^{0,21}$) e a tensão de rotura à compressão simples estabelecida para esta mistura. Assim, foram seleccionados dois pontos desta relação correspondentes a tensões de rotura de 2 000 kPa e de 800 kPa uma vez que para estas relações se apresentam uma maior concentração de pontos de moldagem. Para cada tensão e $V_v/V_c^{0,21}$ foi escolhido um ponto de moldagem caracterizado pelo peso volúmico e teor de cimento: para 2 000 kPa associou-se uma percentagem de cimento igual a 5% e para uma tensão de 800 kPa um teor em cimento de 2%.

Foram realizados oito ensaios, quatro com uma dosagem de 5% de cimento e os restantes com um teor em cimento de 2%. Dos quatro provetes associados a cada percentagem, dois foram alvo do ensaio do tipo 1, embora com frequências de carregamento cíclico distintas (1 Hz e 3 Hz); os outros dois provetes foram sujeitos ao ensaio tipo 2, igualmente sujeitos àquelas frequências.

Os resultados obtidos vão ser confrontados para se poder avaliar a influência do teor em cimento e da frequência.

PALAVRAS-CHAVE: Ensaios triaxiais cíclicos, Módulo resiliente, Deformação permanente, Deformação resiliente, Curvas em histerese.

ABSTRACT

Soils stabilization is an interesting solution in the presence of low capacity foundation soils, both in natural or compressed state.

The use of hydraulic binders to perform soil stabilization in granular materials turns out to be a good solution which allows a significant increase of both stiffness and strength. The use of this technique is especially effective in road or high speed railroad platforms with high traffic loads and a significant number of passages of vehicles.

The current work concerns mainly the study of mixtures of soil-cement to be used as support of a railroad platforms being therefore submitted to cyclic loads of high amplitude and frequency, in an attempt to contribute to the development of more rational design of these structures, with stringent criteria project.

The cyclic triaxial tests were the basis of this experimental study, performed in a large press capable of carrying cyclic loads up to 10 kN, and frequencies up to 3 Hz.

For the definition of such tests the standard EN 13286-7:2004 about cyclic tests in unbound granular materials was taken in consideration. The type 1 test evaluates the material resilient modulus and proceeds to its resilient classification, while the type 2 test has the main purpose of determining the permanent deformation allowing the understanding of the cyclic behaviour in terms of the skakedown concept.

The moulding points were defined from the relationship between the unconfined compression strength and the ratio $V_v/V_{c0,21}$ established for this mixture. Two points were, then, selected from this relationship corresponding to 2 000 kPa and 800 kPa unconfined compression strength as in these zones there were the major concentration of moulding points. For each pair (strength; $V_v/V_{c0,21}$) one moulding point was chosen, defined by the unit weight and cement content. For 2000 kPa unconfined strength, 5% of cemented was adopted and for 800 kPa the cement content was 2%.

Eight tests were conducted, four with a dosage of 5% of cement and the other four with a content of 2%. From the four samples associated to each percentage, two were analysed with the type 1 test but considering different cyclic load frequencies (1 Hz and 3 Hz), while the other two were subjected to the type 2 test, equally considering the different frequencies.

The results were confronted to assess the influence of both the cement content and the frequency.

Keywords: Cyclic triaxial test, Resilient modulus, Permanent deformation, Resilient deformation, Hysteretic curves.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1 INTRODUÇÃO 1

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.2 OBJECTIVOS	2
1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	2

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 5

2.1 INTRODUÇÃO.....	5
2.2 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO RESIDUAL DO CEFEP	5
2.2.1. ANÁLISES GRANULOMÉTRICAS	5
2.2.2. TEOR EM ÁGUA ÓPTIMO	7
2.3 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS.....	10
2.4 CIMENTO.....	10
2.5 COMPORTAMENTO EM CONDIÇÕES ESTÁTICAS	11
2.5.1. CARACTERÍSTICAS DAS MISTURAS SOLO-CIMENTO	11
2.5.2. INFLUÊNCIA NA VARIAÇÃO DO TEOR DE CIMENTO.....	12
2.5.3. INFLUÊNCIA NA VARIAÇÃO DO TEOR EM ÁGUA.....	15
2.5.4. INFLUÊNCIA DO EFEITO DA POROSIDADE	17
2.5.5. EFEITO RELAÇÃO ÁGUA/CIMENTO.....	19
2.5.6. EFEITO VAZIOS/CIMENTO	19
2.6 COMPORTAMENTO EM CONDIÇÕES CÍCLICAS	23
2.6.1. ACÇÃO DAS CARGAS ROLANTES.....	23
2.6.2. FACTORES QUE INFLUENCIAM O COMPORTAMENTO CÍCLICO DOS MATERIAIS	25
2.6.3. TIPOS DE DEFORMAÇÕES ENVOLVIDAS	26
2.6.4. SHAKEDOWN LIMIT	28
2.6.5. MÓDULO RESILIENTE.....	29
2.6.6. ENSAIOS CÍCLICOS	30

2.6.6.1 Estudo de Werkmeister (2003).....	30
2.6.6.2 Estudo de Walid (2007)	34

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL 37

3.1 RECOLHA DO SOLO NO CEFEP	37
3.2 SOLO RESIDUAL GRANÍTICO DA REGIÃO DO PORTO	39
3.3 CIMENTO UTILIZADO NA REALIZAÇÃO DA MISTURA	40
3.4 ÁGUA UTILIZADA.....	41
3.5 MOLDAGEM DO PROVETE PARA ENSAIO	42
3.5.1. ASPECTOS A TER EM CONSIDERAÇÃO ANTES DO PROCESSO DE MOLDAGEM.....	42
3.5.2. PROCESSO DE MOLDAGEM.....	43
3.5.3. PREPARAÇÃO DO PROVETE PARA REALIZAÇÃO DO ENSAIO	47
3.6 ENSAIO DE COMPRESSÃO UNIAXIAL.....	49
3.7 MEDIÇÃO DA SUCÇÃO RECORRENDO AO PAPEL DE FILTRO	50
3.8 ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS	53
3.8.1. EQUIPAMENTO	53
3.8.2. DEFINIÇÃO DAS CONDIÇÕES DOS ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS.....	54

4 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS 59

4.1 INTRODUÇÃO	59
4.2 ENSAIOS CÍCLICOS.....	59
4.2.1. A NORMA EN 13286-7:2004	59
4.2.2. ENSAIO REALIZADOS	63
4.2.2.1 Ensaio Tipo 1	63
4.2.2.2 Ensaios tipo 2	71
4.2.3. CARACTERIZAÇÃO DOS CICLOS	77
4.2.4. TRAJECTÓRIA DE TENSÕES	79
4.2.5. ROTURA DO PROVETE NO ENSAIO TC (2) T2 3 Hz.....	84
4.3 ENSAIOS À COMPRESSÃO SIMPLES.....	84
4.3.1.1 Introdução.....	84
4.3.1.2 Resistência à compressão simples	84

5 CONCLUSÕES	89
5.1 ENSAIO TIPO 1	89
5.2 ENSAIO TIPO 2	89
5.3 CARACTERIZAÇÃO DOS CICLOS.....	90
5.4 TRAJECTÓRIA DE TENSÕES.....	90
5.5 ENSAIOS À COMPRESSÃO SIMPLES	90
5.6 TRABALHOS FUTUROS	90

ANEXOS

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Curva granulométrica obtida por Lopes (2007)	6
Figura 2.2– Curvas granulométricas obtidas por Vitali (2008)	6
Figura 2.3 – Resultados obtidos no Ensaio Proctor Leve – amostra de solo residual (adaptado de Lopes, 2007).....	8
Figura 2.4– Resultados obtidos no Ensaio Proctor Pesado – amostra solo residual (adaptado de Lopes, 2007).....	9
Figura 2.5– Resultados obtidos no Ensaio de Proctor Pesado – mistura de 3% de cimento (adaptado de Lopes, 2007)	9
Figura 2.6- Comparação dos teores em água óptimos (adaptada de Lopes, 2007)	10
Figura 2.7 – Curva granulométrica do solo de Foppa (2005)	12
Figura 2.8 – Variação da compressão simples em relação à percentagem de cimento (Foppa, 2005).....	13
Figura 2.9 - Variação da resistência à compressão simples em função do teor de cimento (adaptado de Vitali, 2008).....	13
Figura 2.10 – Variação do módulo de deformabilidade com a percentagem de cimento (adaptado de Vitali, 2008).....	14
Figura 2.11 – Variação da resistência à compressão simples com a percentagem de cimento para vários teores em água (adaptado de Vitali, 2008)	14
Figura 2.12 – Variação da resistência à compressão simples com o teor em água para várias percentagens de cimento (Foppa, 2005)	15
Figura 2.13 – Diferentes arranjos granulares (Foppa, 2005).....	16
Figura 2.14 – Resistência à compressão simples vs. Teor em água (adaptado de Vitali, 2008).....	16
Figura 2.15 – Variação do módulo de deformabilidade com o teor em água (adaptado de Vitali, 2008).....	17
Figura 2.16 – Variação da resistência à compressão simples com a porosidade (Foppa, 2005)	18
Figura 2.17 – Variação do módulo de deformabilidade com a porosidade (adaptado de Vitali, 2008).....	18
Figura 2.18 – Variação da resistência à compressão simples em função da relação água/cimento	19
Figura 2.19 – Variação da resistência à compressão simples em função da relação vazios/ cimento (Carbelon, 2008)	20
Figura 2.20 – Variação da resistência à compressão simples com a relação vazios/ cimento (adaptado de Foppa, 2005)	21
Figura 2.21 – Variação da resistência à compressão simples com a relação vazios/cimento expressa em termos de porosidade e teor volumétrico de cimento (Foppa, 2005)	22
Figura 2.22 - Variação da resistência à compressão simples em função da relação vazios/ cimento (adaptado de Vitali, 2008)	22
Figura 2.23 - Variação da resistência à compressão simples com a relação vazios/ cimento (adaptado de Vitali, 2008)	23

Figura 2.24 - Variação da resistência à compressão simples com a relação vazios/cimento expressa em termos de porosidade e teor volumétrico de cimento (adaptado de Vitali, 2008).....	23
Figura 2.25 – Aplicação de uma carga rolante (Werkmeister, 2003).....	24
Figura 2.26 – Representação das forças aplicadas a uma roda (Werkmeister, 2003).....	24
Figura 2.27 – Representação de um pavimento sujeito a uma carga rolante (Werkmeister, 2003).....	25
Figura 2.28 – Curva em forma de histerese (adaptada de Werkmeister, 2003).....	26
Figura 2.29 – Resultados de um ensaio Repeated Load Triaxial (Werkmeister, 2003)	27
Figura 2.30 – Deformação axial em função do número de ciclos (Werkmeister, 2003)	28
Figura 2.31 – Vários métodos associados ao shakedown (Werkmeister, 2003).....	29
Figura 2.32 – Determinação do módulo resiliente (adaptado Walid, 2007)	30
Figura 2.33 – Sinusóides e patamares definidos por Werkmeister (2003)	31
Figura 2.34 - Deformação vertical vs. Número de ciclos (adaptado de Werkmeister, 2003).....	31
Figura 2.35 – Deformação permanente associada a cada ciclo e na globalidade (Werkmeister, 2003).....	32
Figura 2.36 – Evolução da deformação permanente com o número de ciclos, gama A (Werkmeister, 2003).....	32
Figura 2.37 – Evolução da deformação permanente e da deformação resiliente em função do número de ciclos, gama C (Werkmeister, 2003)	33
Figura 2.38 – Evolução da deformação permanente e da deformação resiliente em função do número de ciclos, gama B (Werkmeister, 2003).....	33
Figura 2.39– Plano de ensaios para estimativa do efeito de cura sob tensão (Walid, 2007)	34
Figura 2.40 – Segunda modalidade das características do ensaio para estimativa do efeito da cura sob tensão (Walid, 2007).....	35
Figura 2.41 – Deformação axial verificada no decurso dos ciclos impostos aos provetes com curas em condições distintas (adaptado de Walid, 2007).....	35
Figura 2.42 – Módulo resiliente para tensões de cura elevadas (Walid, 2007)	36
Figura 2.43 - Módulo resiliente para tensões de cura elevadas depois reduzidas a 20kPa (Walid, 2007).....	36
Figura 3.1 – Retroescavadora usada para a recolha do solo	37
Figura 3.2– a) Recolha do solo separando a terra vegetal do solo pretendido; b) Solo recolhido para estudo	38
Figura 3.3– Solo a secar	38
Figura 3.4 – Curva Granulométrica obtida depois da correcção.....	39
Figura 3.5 - Representação da distribuição granulométrica de solo residual granítico da região do Porto. A área correspondente ao preenchimento pontado representa mais de 100 ensaios. (Viana da Fonseca et al., 1994).....	40
Figura 3.6– Resistência mecânica à compressão CEM I 52.5 R (SECIL, 2004).....	41

Figura 3.7– Destilador de água	42
Figura 3.8– Material necessário para a moldagem de um provete.....	43
Figura 3.9– Etapas da moldagem de um provete	44
Figura 3.10– Etapas da moldagem de um provete (Vitali, 2008).....	44
Figura 3.11– Equipamento necessário para a compactação do provete	45
Figura 3.12– Provetes desmoldados e provetes antes de se desmoldar (Vitali , 2008)	45
Figura 3.13– Desmoldagem do provete.....	46
Figura 3.14– Ganho de resistência de um provete ao longo de diversos dias de cura (adaptado de Lopes, 2007).....	47
Figura 3.15– Definição do local de aplicação das âncoras.....	47
Figura 3.16– Encamisador, berbequim e ferro de soldar.....	48
Figura 3.17– Proвете montado no pedestal da câmara.....	48
Figura 3.18– Câmara triaxial fechada	49
Figura 3.19– Procedimento do ensaio de compressão uniaxial	50
Figura 3.20 – Divisão do provete em três partes	51
Figura 3.21 – Fragmentos do interior do provete para a medição do teor em água	51
Figura 3.22 – Material necessário para executar o procedimento de medição da sucção.....	51
Figura 3.23 – Colocação do papel de filtro (Whatman número 42)	52
Figura 3.24- Armazenamento da amostra	52
Figura 3.25 – Papel de filtro após 7 dias de contacto com a amostra	53
Figura 3.26– Equipamento necessário para a realização do ensaio cíclico	54
Figura 3.27 – Tensão de rotura vs. $V_v/(V_c)^{0,21}$ (Vitali, 2008)	55
Figura 3.28 – Representação da execução dos ensaios.....	55
Figura 4.1– Domínio do comportamento shakedown (norma EN 13286-7:2004)	61
Figura 4.2 – Classificação dos materiais	62
Figura 4.3 – Representação da evolução do módulo resiliente associado ao LVDT 1 em função da razão q cíclica máx / σ'_c	68
Figura 4.4- Representação da evolução do módulo resiliente associado ao LVDT 5 em função da razão q cíclica máx / σ'_c	69
Figura 4.5 – Variação da deformação permanente em função do número de ciclos	70
Figura 4.6 – Deformação permanente associada aos ciclos (TC (2) T1 1 Hz – 70 – 5- 340 kPa)	70
Figura 4.7 – Variação da deformação permanente em função do número de ciclos do ensaio TC(5)_T2_1Hz_80_5_600 kPa	74
Figura 4.8 – Evolução da deformação permanente ao longo dos ciclos (TC (2) T2 1Hz – 80_5_600kPa)	75

Figura 4.9– Deformação Permanente ao longo dos ciclos (TC (2) T2 1Hz – 80_5_600kPa).....	75
Figura 4.10 – Evolução do Módulo Resiliente ao longo dos ciclos (TC (2) T2 1Hz – 80_5_400kPa) ..	76
Figura 4.11- Evolução do Módulo Resiliente ao longo dos ciclos (TC (2) T2 1Hz – 80_5_600kPa)	76
Figura 4.12 – Exemplo de uma leitura mal efectuada (ensaio TC (5) T1 1 Hz - 50_5_115 kPa)	77
Figura 4.13- Exemplo de uma leitura bem efectuada (ensaio TC (5) T1 1 Hz - 150_5_340 kPa).....	77
Figura 4.14 – Ciclos associados ao ensaio TC (2) T1 1 Hz - 50_5_280 kPa	78
Figura 4.15 - Ciclos associados ao ensaio TC (5) T1 3 Hz - 50_5_280 kPa	78
Figura 4.16 - Ciclos associados ao ensaio TC (2) T1 3 Hz - 50_5_280 kPa	79
Figura 4.17– Trajectória de tensões (ciclo 100) do ensaio TC (2) T1 1 Hz	79
Figura 4.18 – Trajectória de tensões TC (5) T1 1Hz – 100_5_340 kPa	80
Figura 4.19 - Trajectória de tensões TC (2) T1 1Hz – 100_5_340 kPa	81
Figura 4.20 - Trajectória de tensões TC (5) T1 3Hz – 100_5_340 kPa	81
Figura 4.21 - Trajectória de tensões TC (2) T1 3Hz – 100_5_340 kPa	81
Figura 4.22 - Trajectória de tensões TC (5) T2 1Hz – 40_5_360 kPa	82
Figura 4.23 - Trajectória de tensões TC (2) T2 1Hz – 40_5_360 kPa	82
Figura 4.24- Trajectória de tensões TC (5) T2 3Hz – 40_5_360 kPa	83
Figura 4.25- Trajectória de tensões TC (2) T2 3Hz – 40_5_360 kPa	83
Figura 4.26 - Variação da deformação do provete ao longo do tempo (TC (2) T2 3 Hz – 80_5_600 kPa).....	84
Figura 4.27 – Variação da resistência à compressão simples em função dos dias de cura (variação linear)	85

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1- Graus de alteração dos maciços rochosos.....	39
Quadro 3.2 - Parâmetros físicos de solos residuais do granito do Noroeste de Portugal (adaptado de Viana da Fonseca et al, 1997)	40
Quadro 3.3– Tensões e número de ciclos para o ensaio do tipo 1 (adaptado de EN 13286-7:2004) ..	57
Quadro 3.4-Tensões e número de ciclos para o ensaio do tipo 2 (adaptado de EN 13286-7:2004)	58
Quadro 4.1- Tensões aplicadas ao método B (adaptado da EN 13286-7:2004).....	60
Quadro 4.2 - Classificação do material em função do E_c e do e : Classes definidas para materiais, granulares não ligados (EN 13286-7:2004)	61
Quadro 4.3 – Tensões possíveis para a definição do ensaio para a deformação permanente (EN 13286-7:2004).....	62
Quadro 4.4 - Módulo Resiliente médio para 5% de cimento e frequência de 1 Hz	64
Quadro 4.5 - Módulo Resiliente médio para 5% de cimento e frequência de 3 Hz	65
Quadro 4.6 - Módulo Resiliente médio para 2% de cimento e frequência de 1 Hz	66
Quadro 4.7 - Módulo Resiliente médio para 2% de cimento e frequência de 3 Hz	67
Quadro 4.8 – Deformações permanentes nos ensaios tipo 1 para a primeira fase com 20 000 ciclos	71
Quadro 4.9 – Deformações permanentes do ensaio TC (5) T2 1 Hz	72
Quadro 4.10 - Deformações permanentes do ensaio TC (5) T2 3 Hz	73
Quadro 4.11 - Deformações permanentes do ensaio TC (2) T2 1 Hz	73
Quadro 4.12 - Deformações permanentes do ensaio TC (2) T2 3 Hz	74
Quadro 4.13 – Resultados obtidos para o ensaio à compressão simples consoante o número de dias de cura.....	85
Quadro 4.14 – Teor em água dos provetes sujeitos à medição da sucção.....	86
Quadro 4.15 – Teor em água do papel de filtro	86
Quadro 4.16 – Valores determinados para a sucção	86
Quadro 4.17 – Força de rotura.....	87

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Alfabeto Latino

A – Área do provete [m^2]

ASTM – *American Society for Testing and Materials*

a / ci – Ratio água / cimento

BP – Transdutor de pressão interna

C – Percentagem de cimento [%]

Cc – Coeficiente de curvatura

CEC – Centro de Estudos da Construção

CEFEUP – Campo Experimental da Faculdade de Engenharia do Porto

Civ – Teor volumétrico de cimento

Cs – Ensaio de compressão simples

CP – Transdutor de pressão na Câmara

Cu – Coeficiente de uniformidade

Def_Ext – Transdutor externo do actuador [%]

Def_ext_5mm – Transdutor linear externo com uma gama de leitura de 5 mm [%]

D₁₀ – Diâmetro das partículas de 10% de passados [mm]

e – índice de vazios

E - Módulo de deformabilidade [MPa]

Ec – Módulo resiliente [MPa]

EN – Norma Europeia

F – Força do actuador [kN]

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

F_r - Força de rotura [kN]

G – Parâmetro global

GDS – Bomba hidráulica servo controlada

INESC - Instituto de Engenharia de Sistemas e Computadores

INEGI – Instituto de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial

ISRM - *International Society of Rock Mechanics*

IP- Índice de plasticidade

K - Coeficiente de permeabilidade [m/s]

k_d – ganho derivativo

k_{diff} – ganho velocidade

k_i – ganho integral

k_p – ganho proporcional

LDT – *Linear transducer*

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

LVDT – *Linear variable differential transformer*

N – Número de ciclos

NP – Norma Portuguesa

$P_{solo\ seco}$ – Peso de solo seco [gf]

PID – Ganhos e “offset”

PN – Transdutor de pressão interna

p' – Tensão média efectiva [KPa]

p_1 – Peso do recipiente [gf]

p_2 – Peso do recipiente mais a mistura de solo-cimento húmida [gf]

p_3 - Peso do recipiente mais a mistura de solo-cimento seca [gf]

q – Tensão de desvio [KPa]

$q_{cíclico}$ – Tensão de desvio cíclica [KPa]

q_u – Tensão de rotura [KPa]

R^2 – Coeficiente de determinação

S – Sucção [KPa]

S_t – Grau de saturação [%]

TC – Ensaio triaxial cíclico

T1 – Ensaio do tipo 1

T2 – Ensaio do tipo 2

u – Pressão neutra [KPa]

V_{ci} – Volume absoluto de cimento [m^3]

V_v – Volume de vazios [m^3]

V – Volume do provete [m^3]

w – Teor em água [%]

w_{hig} – Teor em água higroscópico [%]

WL – Limite de liquidez

WP – Limite de plasticidade

W_5 – Classificação do grau de alteração do maciço

Alfabeto Grego

ε – Deformação permanente

γ_c – Peso volúmico cimento [gf / cm³]

γ_d – Peso volúmico seco [gf / cm³]

γ_s – Peso volúmico [gf / cm³]

γ_w – Peso volúmico húmido [gf / cm³]

η – Porosidade [%]

σ'_c – Tensão de confinamento [KPa]

σ'_1 – Tensão efectiva principal máxima [KPa]

σ'_3 – Tensão efectiva principal mínima [KPa]

1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Desde os tempos mais antigos que o melhoramento do solo constitui uma técnica bastante utilizada na Engenharia Civil. Há mais de 3000 anos a aplicação da técnica de melhoramento dos solos foi utilizada na construção de templos na antiga Babilónia. Neste período, os chineses usavam madeira, bambu ou palha para reforço do solo, pelo que o ideograma chinês para o termo “Engenharia Civil” é traduzido por “solo e madeira” (Cristelo, 2001).

Existem várias técnicas de melhoramento de solo que são igualmente importantes. Podem-se distinguir três importantes grupos: um primeiro que engloba as técnicas de melhoramento temporário, limitadas ao período construtivo; um segundo agrupamento onde se inserem os melhoramentos permanentes, em que se aplicam técnicas para estabilizar o solo sem a adição de qualquer material e; finalmente um terceiro conjunto que se distingue do segundo por se adicionar material, natural ou não, ao solo que se pretende melhorar.

O recurso à técnica de estabilização de solos deve-se essencialmente à fraca capacidade de carga dos solos assim como à elevada permeabilidade dos solos de fundações.

O tratamento de solo, com recurso à adição de materiais, está actualmente associado a vantagens económicas e ambientais, uma vez que a solução alternativa com recurso a fundações profundas ou superficiais pode ser mais desfavorável.

Existem várias possibilidades para a realização do tratamento dos solos, podendo-se aplicar uma técnica isolada ou aplicar várias técnicas em conjunto.

Uma possibilidade é a adição de cal, sendo que este tratamento é especialmente adequado para solos argilosos e muito argilosos. Para solos não argilosos ou pouco argilosos podem adicionar-se ligantes hidráulicos, como por exemplo, cimento, cinzas volantes, escórias, entre outros materiais. Uma outra opção será adicionar correctores granulométricos, que permitem conferir ao material desempenhos mecânicos superiores aos que exibem no seu estado natural. Todas estas técnicas podem ser conjugadas no mesmo tratamento adicionando-se cal, cimento ou outros ligantes hidráulicos e correctores granulométricos.

A estabilização de solos e materiais granulares com ligantes hidráulicos é uma solução muito interessante, já que a rigidez e a resistência são muito melhoradas. É especialmente atractiva quando se espera elevados níveis de cargas de tráfego e um número significativo de passagens e/ou quando são esperadas muito boas propriedades mecânicas dessas camadas (como por exemplo, em plataformas de linhas férreas de alta-velocidade).

A estabilização de solos com recurso a materiais adicionados constitui uma alteração permanente do solo natural, pelo que se deve ter cuidado com as dosagens a aplicar assim como com o teor em água da mistura, determinante na obtenção das resistências necessárias. As acções imediatas que se podem identificar num tratamento de solo são a variação do teor em água natural, a modificação da granulometria, a alteração da plasticidade, a variação dos parâmetros de compactação e o aumento da resistência imediata. No que diz respeito a acções a longo prazo, verifica-se um aumento da resistência, da rigidez e alterações na sensibilidade à água.

Muitos autores têm vindo a estudar o comportamento cíclico dos solos e das rochas brandas e outros têm vindo a estudar misturas de solo-cimento em condições estáticas. Contudo, poucos estudos têm sido publicados sobre misturas de solo-cimento em condições cíclicas.

1.2 OBJECTIVOS

O objectivo do presente trabalho é o estudo do comportamento de algumas misturas de solo-cimento com solicitações cíclicas numa tentativa de contribuir para a identificação de bases de dimensionamento racionais destas estruturas, com exigentes critérios de projecto. Os ensaios triaxiais cíclicos constituíram a base experimental deste estudo, tendo sido executados em prensa de grande capacidade de carga capaz de cargas cíclicas até aos 10 kN, com frequências de 1 Hz e de 3 Hz. Para a definição dos referidos ensaios, tomou-se como base a norma EN 13286-7:2004, efectuando-se dois tipos de ensaios. O ensaio do tipo 1 avalia o módulo resiliente do material assim como procede à sua classificação nesta vertente enquanto o ensaio do tipo 2 tem como principal finalidade a determinação das deformações permanentes. Com a determinação das deformações permanentes, pode-se determinar em que gama (gama A, gama B ou gama C) de *shakedown* (que poderá ser associado a uma estabilização da resposta cíclica) as deformações se caracterizam.

Os provetes ensaiados têm como base uma classificação que se rege pela relação de porosidade / teor volumétrico do cimento ajustada por um expoente ($\eta/Civ^{0,21}$), a qual permite o estabelecimento de boas correlações paramétricas (Consoli et al, 2007). Substituindo a porosidade (η) pelo volume de vazios (V_v) e o teor volumétrico do cimento (Civ) pelo volume de cimento (V_c), a relação obtida não vai alterar uma vez que as grandezas substituídas, são proporcionais às utilizadas. Este ratio tem demonstrado ser um bom parâmetro na avaliação das resistências à compressão simples e dos módulos dinâmicos a muito baixo nível distorcional (Rios Silva et al, 2009).

Os pontos de moldagem escolhidos, tiveram como base a relação $V_v/V_c^{0,21}$, que foi obtida anteriormente em outros trabalhos de investigação que tiveram o solo desta dissertação como objecto de estudo (Vitali, 2008, Rios Silva et al., 2009). Escolheu-se uma tensão de rotura de 2 000 kPa e de 800 kPa, pois é para estes valores que a referida relação apresenta uma maior concentração de pontos de moldagem. Para as referidas tensões de rotura, e usando a relação $V_v/V_c^{0,21}$ determinou-se o peso volúmico associado a cada percentagem escolhida associada a cada uma das tensões anteriormente descritas. Para 2 000 kPa associou-se uma percentagem de cimento igual a 5% e um teor em cimento de 2% para uma tensão de 800 kPa.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho vai ser dividido em cinco capítulos, começando-se por abordar no primeiro capítulo a importância da aplicação de ligantes ao solo enquadrando-se o objectivo pretendido.

No capítulo 2 descrevem-se os trabalhos realizados previamente, por outros autores como os referidos acima, e que tiveram como base a definição das linhas de orientação deste estudo.

O capítulo seguinte (capítulo 3) descreve pormenorizadamente as técnicas realizadas para a preparação do provete, desde a recolha do solo até à montagem do provete na câmara triaxial. Após esta etapa descrevem-se os tipos de ensaios que se irão realizar.

O quarto capítulo é dominado pelos resultados obtidos assim como pela respectiva análise. Por fim, no quinto capítulo, de conclusões, apresentam-se as considerações mais relevantes do presente trabalho, assim como sugestões para trabalhos futuros.

Em anexo, começa-se por apresentar (em A1), a descrição do procedimento a seguir para a realização de análises granulométricas, quer por via húmida quer por sedimentação, assim como uma descrição dos principais passos para a determinação dos limites de Atterberg e a determinação do peso volúmico das partículas sólidas. O Anexo A2 é constituído pela descrição do *software* e do equipamento utilizado na realização dos ensaios cíclicos. Por fim nos Anexos A3 e A4 incluem-se os resultados, em quadros e figuras, que se consideram relevantes para as análises que permitiram esta dissertação, que por motivos de dimensão não se apresentam no corpo da tese.

2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 INTRODUÇÃO

No presente capítulo serão descritos, os procedimentos e os resultados, de ensaios realizados em condições estáticas e em condições cíclicas.

Apresentam-se estudos de caracterização do solo recolhido do Campo Experimental da Faculdade de Engenharia do Porto (CEFEUP), uma vez que o solo a ser utilizado provém deste campus.

Nos primeiros ensaios sobre este solo, Lopes (2007) realizou a sua caracterização através de análises granulométricas e ensaios Proctor para a determinação do teor em água óptimo e peso volúmico máximo.

Vitali (2008) teve como principal objectivo realizar o estudo dos parâmetros de rigidez e de resistência do referido solo, enquanto Walid (2007) havia previamente efectuado uma série de ensaios triaxiais cíclicos com e sem cura sob tensão.

Relativamente aos ensaios estáticos faz-se uma referência aos estudos realizados por Foppa (2005) e por Vitali (2008). No campo de ensaios cíclicos salienta-se o estudo realizado por Walid (2007) sobre este material, e faz-se referência ao trabalho mais envolvente de Werkmeister (2003).

2.2 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO RESIDUAL DO CEFEUP

2.2.1. ANÁLISES GRANULOMÉTRICAS

Lopes (2007), aplicando a norma LNEC-E 196-1966 chegou à curva granulométrica representada na Figura 2.1, classificando o solo como uma areia silto - argilosa.

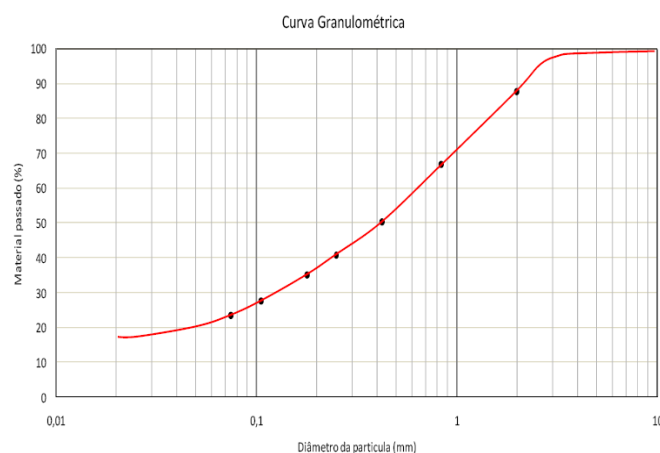


Figura 2.1– Curva granulométrica obtida por Lopes (2007)

Vitali (2008) procedeu a novas análises granulométricas de uma outra amostra de solo proveniente do CEFEUP. O referido autor viu-se obrigado a realizar uma correcção granulométrica da curva obtida, uma vez que, para se comparar os resultados de ambos os estudos, era necessário que o solo tivesse uma curva granulométrica idêntica à obtida por Lopes (2007), que se ilustra na Figura 2.2.

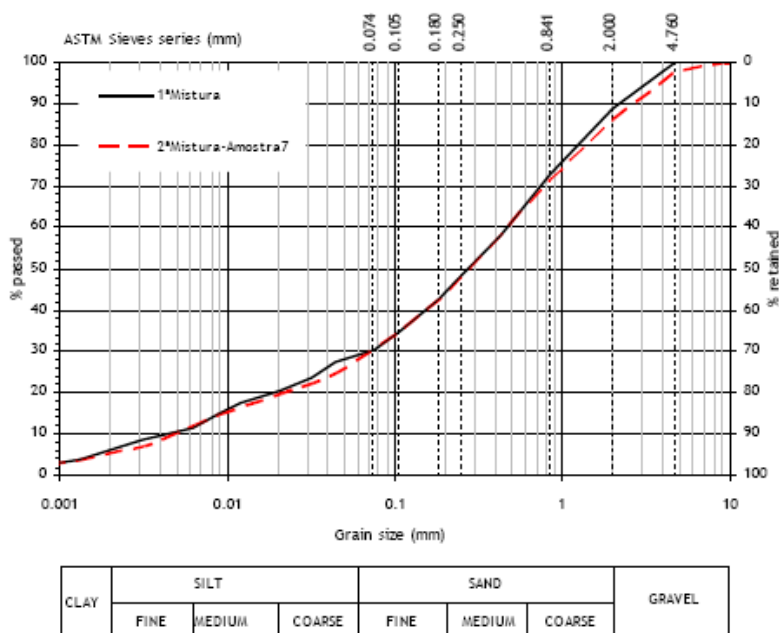


Figura 2.2– Curvas granulométricas obtidas por Vitali (2008)

Para a classificação deste solo, Vitali (2008) recorreu à classificação ASTM, tendo enquadrado no grupo SM, areia siltosa, resultando de uma percentagem superior a 50% de retidos no peneiro nº 200, mais de 50% de passados no peneiro nº 4 e mais de 12% de finos. Os finos foram classificados como ML, silte arenoso, recorrendo aos limites de Atterberg, nos quais se obteve um índice de plasticidade

(IP) de 2 na primeira amostra e de 4 na segunda. Perante estes valores muito baixos do IP, Vitali (2008) concluiu que o solo é não plástico.

Das análises granulométricas por sedimentação, obtiveram-se os seguintes valores para os diâmetros “padrão”:

- $D_{10} = 0.004 \text{ mm}$
- $D_{30} = 0.07 \text{ mm}$
- $D_{60} = 0.45 \text{ mm}$

Na determinação do coeficiente de uniformidade e de curvatura, aplicam-se os referidos valores nas Equações 2.1 e 2.2.

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (2.1)$$

$$Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \quad (2.2)$$

Substituindo valores obtém-se:

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} \Rightarrow Cu = \frac{0.45}{0.004} = 112,50$$

$Cu > 6 \Rightarrow$ solo bem graduado

$$Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \Rightarrow Cc = \frac{(0.07)^2}{0.004 \times 0.45} = 2,72$$

$1 < Cc < 3$ solo bem graduado

2.2.2. TEOR EM ÁGUA ÓPTIMO

Na determinação do teor em água ótimo do solo, Lopes (2007) realizou um dos ensaios mais comuns e utilizados em laboratório, o ensaio Proctor.

Este ensaio está normalizado e consiste em compactar uma amostra de solo num molde cilíndrico em várias camadas. As referidas camadas são compactadas utilizando um pilão com o peso normalizado que é deixado cair sobre a amostra de uma dada altura igualmente normalizada.

Os moldes utilizados podem ser de dois tamanhos distintos, um grande e um pequeno, dependendo da granulometria do solo. Se a energia de compactação for baixa, o ensaio chama-se “Proctor Normal ou Leve”, se a energia for alta, o ensaio denomina-se “Proctor Modificado ou Pesado”.

As energias aplicadas são normalizadas e tentam simular os equipamentos de compactação em obra. O Proctor Modificado foi introduzido para simular cargas mais elevadas devido ao constante desenvolvimento do equipamento de compactação.

Lopes (2007) realizou o ensaio Proctor Normal e o Modificado. No ensaio de compactação leve, usou um molde cilíndrico de aço com 102 mm de diâmetro interno e uma altura de 117 mm munido de alongas. Para a realização dos ensaios, dividiu o solo em seis fracções, cada uma com um mínimo de 2000 gf.

Deve-se compactar o solo com o pilão leve e efectua-se 25 pancadas em cada uma das camadas sendo que cada camada deve ficar com uma altura entre 4 e 4,5 cm sendo na totalidade 3 camadas. O que difere para o Proctor Modificado além do peso do pilão é a altura de queda e o número de camadas, agora com 2,5 cm e 5 camadas. Após a compactação das camadas a alonga é retirada e com o auxílio de uma espátula retira-se o excesso de solo, pesando-se o molde com o solo húmido. O passo seguinte é retirar o molde e pesar apenas o solo húmido.

No final, retiram-se duas porções de solo do interior da amostra com cerca de 2 cm de cada um dos topos para se poder determinar o teor em água óptimo seguindo todos os passos definidos pela NP-84.

A análise de resultados é traduzida num gráfico onde nas ordenadas se define o peso volúmico seco das amostras e no eixo das abcissas o correspondente teor em água determinado pelo ensaio de Proctor.

Na determinação do peso volúmico seco, aplica-se a Equação 2.3.

$$\gamma_d = \frac{\gamma_w}{100 + w} \times 100 \quad (2.3)$$

em que:

- γ_d - Peso volúmico seco
- γ_w - Peso volúmico húmido
- w - Teor em água do solo em percentagem

Os resultados obtidos por Lopes (2007) para a compactação leve estão representados na Figura 2.3 e os resultados para o Proctor modificado na Figura 2.4.

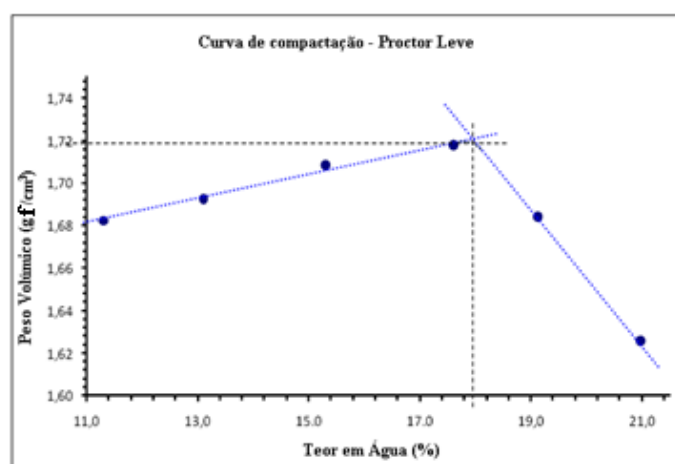


Figura 2.3 – Resultados obtidos no Ensaio Proctor Leve – amostra de solo residual (adaptado de Lopes, 2007)

O teor em água óptimo obtido pelo ensaio Proctor leve é de 18% para um peso volúmico seco de $1,72 \text{ gf/cm}^3$ ($16,87 \text{ kN/m}^3$).

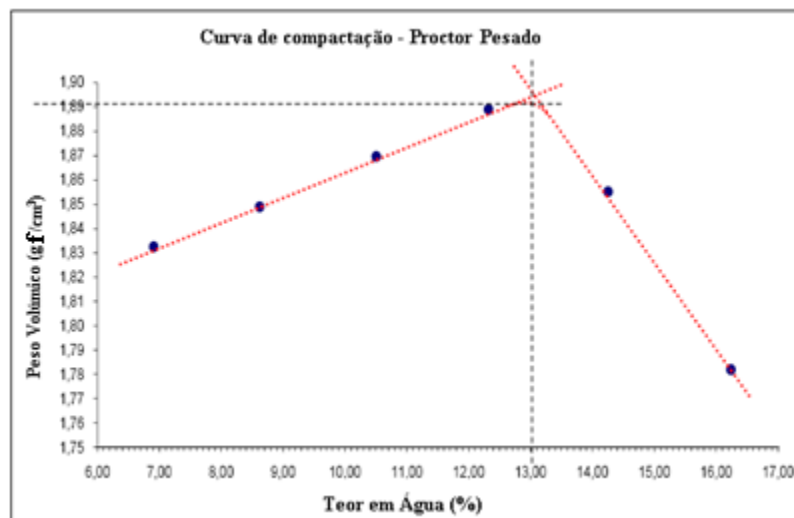


Figura 2.4— Resultados obtidos no Ensaio Proctor Pesado – amostra solo residual (adaptado de Lopes, 2007)

O teor em água óptimo obtido pelo ensaio Proctor pesado comparativamente com o ensaio de Proctor Leve diminui bastante sendo o seu valor de 13,1%. Pelo contrário, o peso volúmico seco aumentou para $1,89 \text{ g/cm}^3$ ($18,54 \text{ kN/m}^3$).

Lopes (2007) continuou o seu estudo analisando o teor em água óptimo de uma mistura do mesmo solo com cimento. A percentagem de cimento utilizada neste estudo foi de 3%. O procedimento seguido foi o do Proctor Modificado, usando assim o pilão mais pesado, com maiores energias.

Como se pode ver ao analisar a Figura 2.5, o teor em água óptimo para misturas de solo-cimento é de 12% sendo acompanhado de um peso volúmico seco de $1,90 \text{ gf/cm}^3$ ($18,64 \text{ kN/m}^3$).

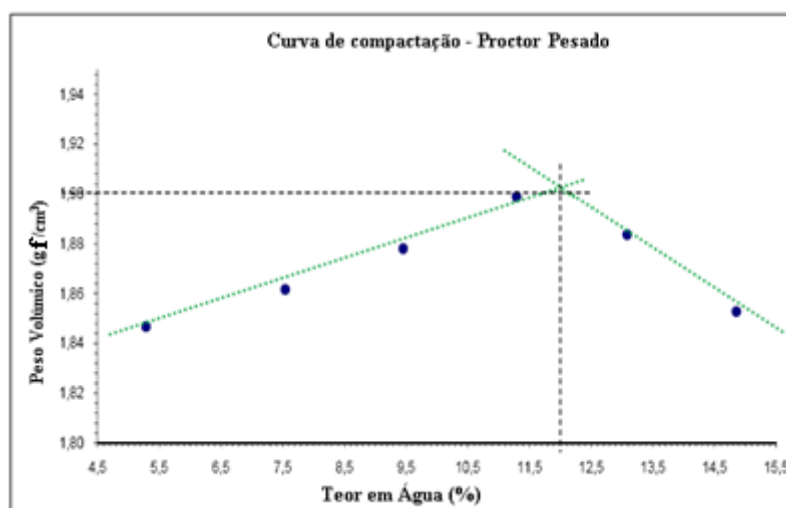


Figura 2.5— Resultados obtidos no Ensaio de Proctor Pesado – mistura de 3% de cimento (adaptado de Lopes, 2007)

Comparando os três ensaios, verifica-se que o Proctor Pesado apresenta valores semelhantes entre si como se pode ver ao analisar a Figura 2.6.

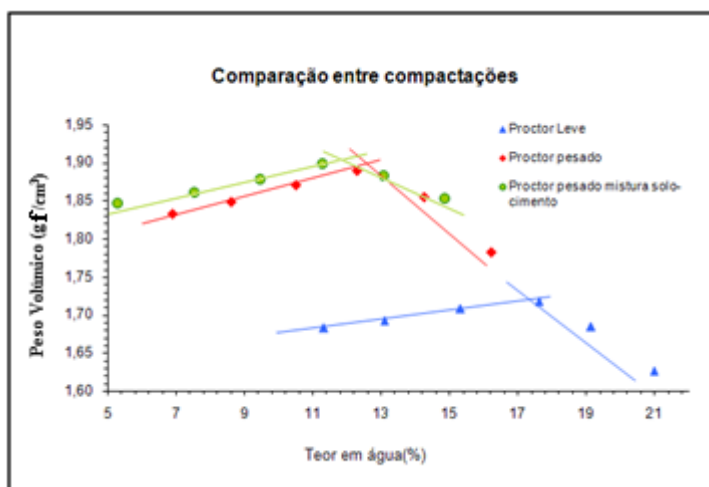


Figura 2.6- Comparação dos teores em água óptimos (adaptada de Lopes, 2007)

2.3 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

Segundo Cristelo (2001) por vezes o solo a utilizar em obra, não confere a resistência pretendida, sendo necessário optar por uma solução economicamente viável. Existem várias possibilidades para se solucionar o problema: aceitar o solo original e reformular o projecto em função do material existente; remover o solo do local original e substituí-lo por um material de qualidade superior; ou, ainda, alterar as propriedades do solo existente para que possa ser capaz de corresponder às exigências pretendidas.

Os métodos de estabilização de solos podem ser divididos em três grandes grupos, estabilização mecânica, estabilização física e estabilização química.

A estabilização mecânica é caracterizada como uma técnica que pretende melhorar as características do solo, rearranjando as partículas e por vezes recorrendo a correcções das curvas granulométricas.

No que se refere à estabilização física esta tem como principal objectivo alterar as propriedades do solo através da acção de calor, entre outros fenómenos.

Por fim, a estabilização química modifica permanentemente as propriedades do solo recorrendo a aditivos, como por exemplo cal e cimento.

2.4 CIMENTO

Já no tempo dos egípcios era utilizado um material constituído por gesso calcinado funcionando como um aglomerante. Os gregos e romanos usavam solos vulcânicos das proximidades de Pozzuoli ou da ilha de Santorini, com uma característica peculiar, pois este solo após a mistura com água endurecia.

Em 1756 o inglês John Smeaton criou uma mistura resistente através da calcinação de calcários argilosos moles.

Joseph Aspdin construtor inglês, em 1824, produziu um pó muito fino a partir de pedras calcárias e argilas, que depois de misturado com água e seco, produzia um material muito rígido, semelhante às pedras naturais empregues na construção. Ele designou esse material como cimento Portland, em homenagem à ilha de Portland, local onde existiam rochas semelhantes à mistura adquirida.

Existem dois tipos de cimentos, cimentos naturais e os cimentos artificiais. Os cimentos correntemente usados são cimentos artificiais, cujo fabrico está regularizado por normas. A qualidade do cimento depende das matérias-primas assim como do processo de fabrico.

Os constituintes fundamentais do cimento Portland são a cal (CaO), a sílica (SiO_2), a alumina (Al_2O_3), o óxido de ferro (Fe_2O_3), o magnésio (MgO) e uma pequena percentagem de anidrido sulfúrico (SO_3). O cimento Portland é constituído em cerca de 95% por cal, sílica e óxidos de ferro.

2.5 COMPORTAMENTO EM CONDIÇÕES ESTÁTICAS

2.5.1. CARACTERÍSTICAS DAS MISTURAS SOLO-CIMENTO

Os principais factores que condicionam as propriedades físicas dos solos estabilizados com cimento são, para além do tipo de solo e da percentagem de cimento, o tempo de cura, o teor em água e o índice de vazios da mistura compactada.

O cimento exerce a sua acção estabilizante conforme a quantidade adicionada à mistura; quanto maior a percentagem de cimento maiores resistências se obtêm.

Citando Cristelo (2001), a quantidade de ligante numa mistura deve ser suficiente para ligar apenas as áreas de contacto das partículas. Como a superfície de contacto entre as partículas depende da granulometria do solo, quanto melhor for a sua graduação menor a quantidade de cimento necessária para atingir determinada resistência. Pode-se concluir que para areias mal graduadas, a necessidade de cimento vai ser maior.

Segundo Cristelo (2001), citando Pereira (1970) a mistura de solo-cimento pode ser dividida em três tipos distintos:

- Solo-cimento compactado
- Solo corrigido com cimento
- Solo-cimento plástico

Um solo-cimento compactado é uma mistura com uma quantidade de cimento suficiente para provocar endurecimento e com a quantidade de água suficiente que assegure a hidratação do cimento. O solo-cimento, utiliza-se sobretudo na construção de camadas de sub-base e base (aqui menos) de pavimentos quer rodoviários quer ferroviários, protecção de taludes, núcleo de barragens de terra e mesmo em camadas de suporte para fundações.

Relativamente ao solo corrigido com cimento, a quantidade de cimento é neste caso inferior, destinada apenas a corrigir determinadas propriedades físico-químicas do solo. Utiliza-se esta mistura nas camadas que constituem o leito de pavimento.

No que se refere à mistura de solo-cimento plástico, a quantidade de cimento utilizada é suficiente para permitir o ganho de resistência necessário, contudo é necessário adicionar água para lhe conferir, no momento de aplicação, uma consistência semelhante à das argamassas. Recorre-se ao solo-cimento plástico quando se pretende evitar as dificuldades de colocação em obra ou quando não é conveniente utilizar o equipamento rodoviário de pulverização, mistura e compactação. Aplica-se geralmente em revestimentos de valas, canais, taludes, reparações de taludes entre outros. A preparação da mistura é realizada através de betoneiras e vibrada em placas, após a colocação (Cristelo 2001).

2.5.2. INFLUÊNCIA NA VARIAÇÃO DO TEOR DE CIMENTO

A adição de cimento ao solo vai conferir um aumento da sua resistência. Essa adição pode ser de pequenas percentagens pois mesmo assim o ganho é considerado elevado.

À medida que se aumenta o teor de cimento, a resistência também aumenta, sendo que, se se aumentar em excesso, para além das quantidades necessárias, haverá inconvenientes, quer a nível económico quer a nível técnico.

Um solo-cimento quando aplicado em pavimentos rodoviários não apresenta um comportamento rígido, mas sim semi-rígido, em resultado das múltiplas fissuras que o dividem em aglomerados ou blocos. Esse conjunto de fissuras, deverão ser suficientemente próximas de modo a garantir um grau de rigidez adequado, o que é conseguido com a utilização da quantidade de cimento necessária para conferir a resistência pretendida.

Com a presença de elevados teores em cimento, logo com uma resistência mecânica elevada, a retracção excessiva associada aos altos teores de cimento vai originar uma rede de fendas demasiado afastadas entre si e com blocos de dimensões médias. O material deixa assim de ter um comportamento semi-rígido.

Segundo Foppa (2005), se se aumentar a percentagem de cimento de um solo que já tenha 1% de cimento para 7% de cimento, o ganho de resistência em média aumenta cinco vezes. A amostra de solo que estudou era uma areia fina siltosa, cuja curva granulométrica se encontra ilustrada na Figura 2.7.

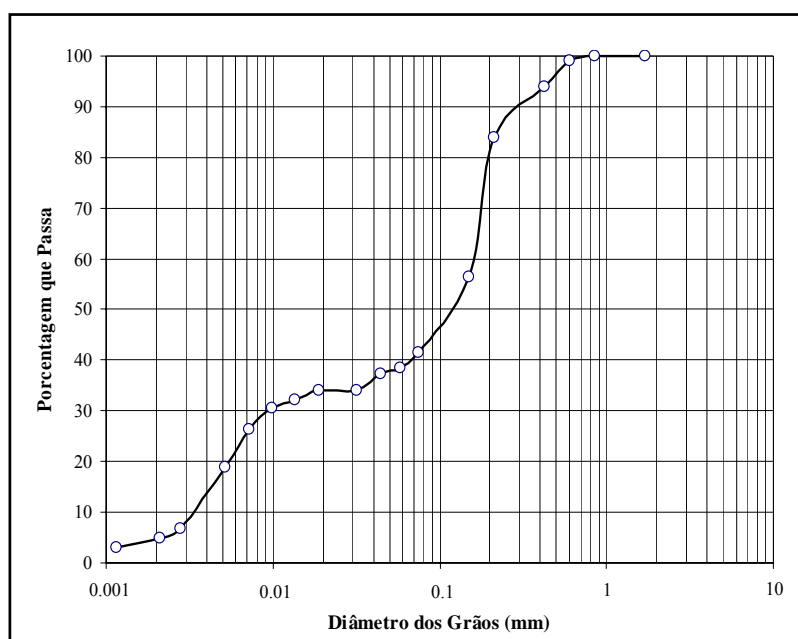


Figura 2.7 – Curva granulométrica do solo de Foppa (2005)

O referido autor, realizou uma série de ensaios variando o teor de cimento assim como o peso específico seco dos diversos provetes, mantendo o teor em água de 10%.

Ao analisar a Figura 2.8 conclui-se que a resistência à compressão simples aumenta à medida que a percentagem de cimento também aumenta. Um outro aspecto importante é que quanto maior o peso específico seco maior também será a resistência à compressão simples.

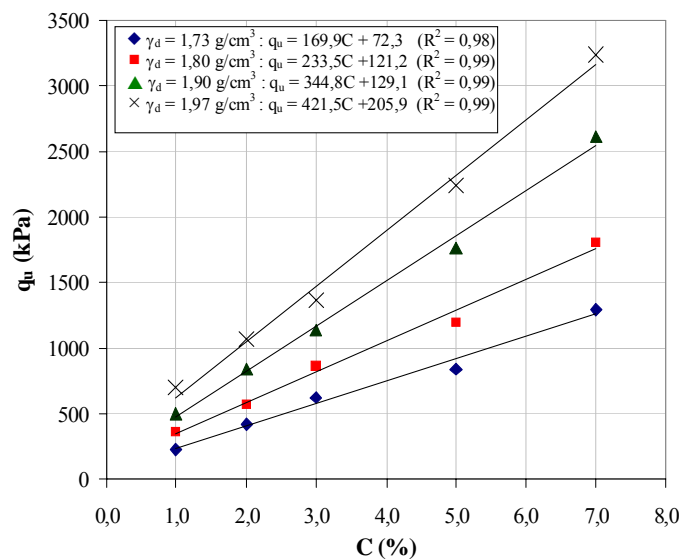


Figura 2.8 – Variação da compressão simples em relação à percentagem de cimento (Foppa, 2005)

O mesmo estudo foi realizado por Vitali (2008) com uma mistura de solo do CEFUEP com cimento. A curva granulométrica que caracteriza o solo base de Vitali (2008) foi apresentada na secção 2.2.1, Figura 2.2.

Realizando ensaios à compressão simples com instrumentação interna em provetes moldados para vários teores de cimento e índices de vazios, Vitali (2008) obteve a variação da resistência e da deformabilidade em função dessas propriedades. A Figura 2.9 ilustra a variação da resistência à compressão simples com o teor em cimento.

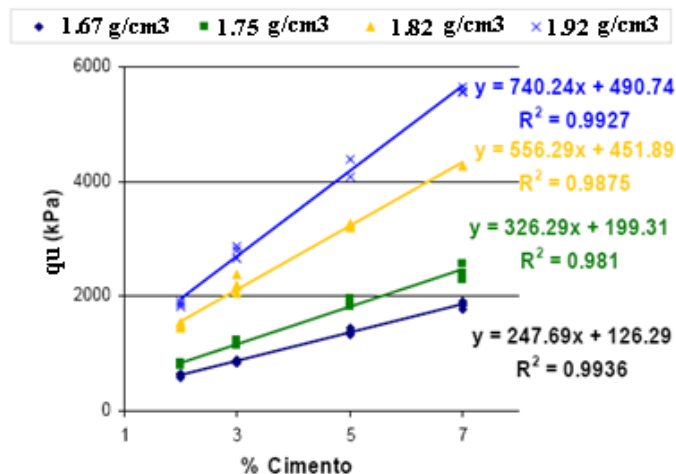


Figura 2.9 - Variação da resistência à compressão simples em função do teor de cimento (adaptado de Vitali, 2008)

Analisando a Figura 2.9 observa-se um crescimento linear da resistência com o aumento do teor em cimento e que a taxa de crescimento da resistência, representada pela inclinação das rectas cresce com o aumento do peso volúmico do solo-cimento compactado.

Na Figura 2.10 apresenta-se a variação do módulo tangente inicial da curva tensão-deformação do ensaio à compressão simples com a percentagem de cimento.

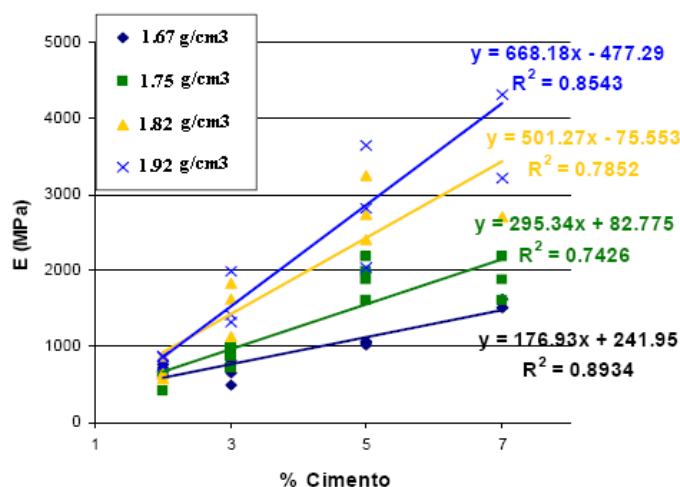


Figura 2.10 – Variação do módulo de deformabilidade com a percentagem de cimento (adaptado de Vitali, 2008)

Como se pode verificar, o módulo de deformabilidade apresenta o mesmo comportamento já observado para a resistência. O módulo de deformabilidade aumenta com a percentagem de cimento e com o peso volúmico do solo.

Vitali (2008) realizou também um estudo onde confronta a variação da resistência à compressão simples com a percentagem de cimento em vários provetes moldados com teores em água distintos, como se pode verificar na Figura 2.11.

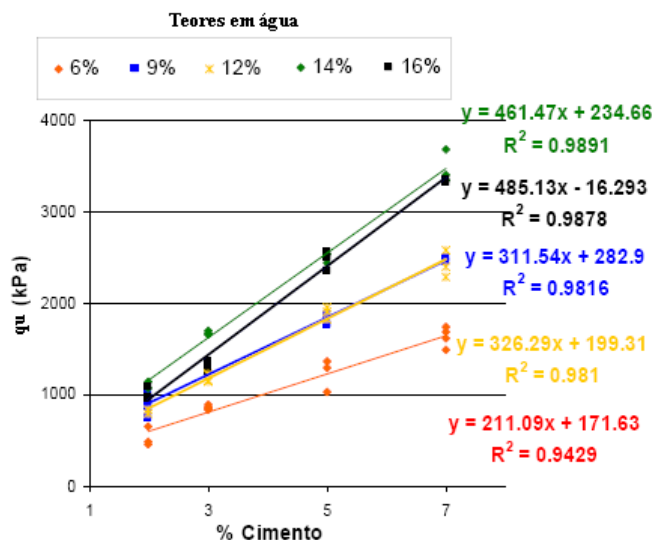


Figura 2.11 – Variação da resistência à compressão simples com a percentagem de cimento para vários teores em água (adaptado de Vitali, 2008)

Existe um crescimento linear da compressão simples com o aumento do teor em cimento. As taxas de aumento da resistência, traduzidas pela inclinação das rectas, apresentam um maior declive para teores em água superiores, no presente caso para 14% e 16%.

A recta que traduz o comportamento do teor em água de 6%, parece traduzir uma insuficiente hidratação do cimento, uma vez que a taxa de aumento da resistência apresentada é muito mais baixa do que as restantes.

2.5.3. INFLUÊNCIA NA VARIAÇÃO DO TEOR EM ÁGUA

O teor em água necessário para hidratar o cimento na mistura é inferior ao teor ótimo da compactação. Como os provetes de Foppa (2005) e Vitali (2008) foram moldados para o teor em água ótimo de compactação, a hidratação do cimento está assegurada. No que se refere a solos argilosos a hidratação do cimento dá-se para valores de teor de água superiores ao ótimo.

Carraro (1997) citado por Foppa (2005) estudou o efeito da variação do teor em água nas condições de compactação sobre a resistência à compressão simples de uma mistura de solo, cal e cinza volante. O referido autor verificou que mantendo constante o peso volúmico seco e variando o teor em água na moldagem, a máxima resistência é obtida para um ponto localizado no lado seco da curva de compactação, ou seja do lado esquerdo do ponto ótimo.

Foppa (2005) realizou uma série de ensaios à compressão simples com três gamas de percentagem de cimento distintas, de 2% cimento, 9% cimento e 12% cimento. Na Figura 2.12 apresenta-se a variação da resistência à compressão simples em função do teor em água de moldagem dos provetes para o mesmo peso volúmico seco.

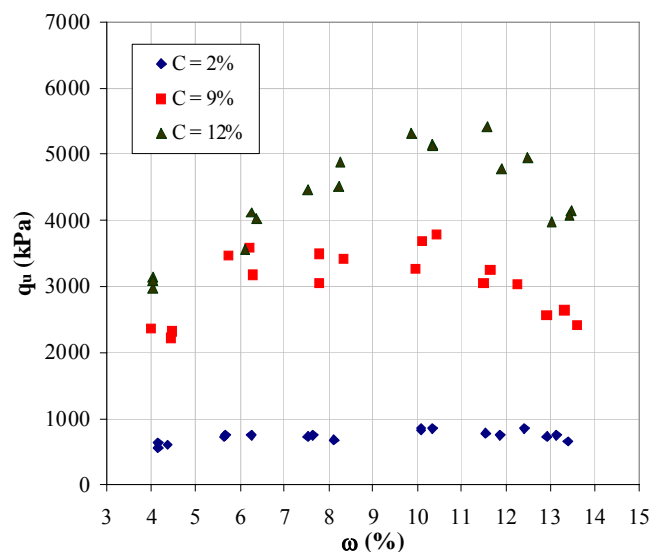


Figura 2.12 – Variação da resistência à compressão simples com o teor em água para várias percentagens de cimento (Foppa, 2005)

Ao analisar a Figura 2.12 verifica-se que o teor em água de moldagem afectou a resistência à compressão simples, sendo que, quanto maior o teor em cimento, maior é a curvatura da linha que define essa variação. Este efeito pode ser explicado pelo aumento do teor em finos aquando da adição do cimento. Foppa (2005) na realização do seu estudo não retirou a percentagem de finos correspondente à quantidade de cimento adicionada.

O valor da resistência aumenta com o teor em água até atingir um valor óptimo, depois de atingir o referido valor a resistência diminui.

Uma causa possível para a obtenção de tais resultados será o modo como as partículas do solo se organizam e geram as respectivas forças de ligação. Esse arranjo está directamente relacionado com a fase de moldagem pois é nesta fase que se faz a mistura do solo, cimento e água, reorganizando as partículas. A água vai ter um papel importante na ligação das partículas.

Segundo Mitchell (1976), citado por Foppa (2005) existe uma grande diversidade de processos pelos quais as partículas de solo se podem organizar espacialmente, principalmente quando se está perante partículas de diferentes tamanhos, formas e naturezas (areias, siltes e argilas).

Foppa (2005) salienta que, de uma forma geral, nos solos predominantemente argilosos, se observam estruturas denominadas dispersas ou estruturas floculadas (Figura 2.13). Já em solos arenosos e siltosos pode-se observar um arranjo “granular” com maior ou menor grau de compacidade. O solo usado pelo referido autor apresenta uma fracção fina considerável constituída por siltes e argilas, de aproximadamente 38,4% do peso de material seco.

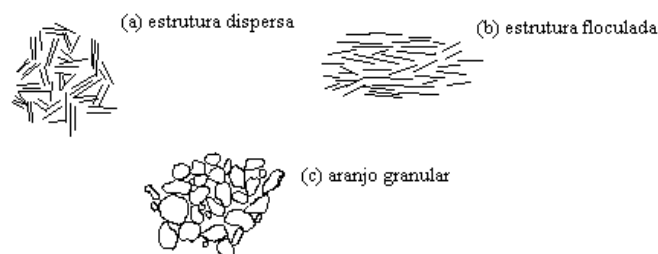


Figura 2.13 – Diferentes arranjos granulares (Foppa, 2005)

As percentagens utilizadas por Vitali (2008) foram: 2%, 3%, 5% e 7% de cimento como se pode verificar na Figura 2.14.

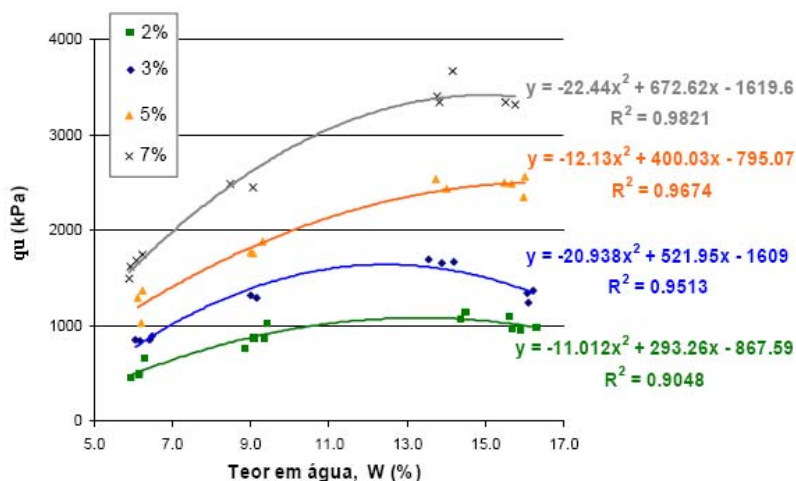


Figura 2.14 – Resistência à compressão simples vs. Teor em água (adaptado de Vitali, 2008)

Como se pode constatar ao analisar a Figura 2.14, as mesmas conclusões retiradas por Foppa (2005) são aplicadas a este caso, sendo que a resistência à compressão simples aumenta até ao teor em água óptimo, decrescendo um pouco após o atingir esse valor.

Um dado curioso é o facto de o valor de teor em água óptimo para uma percentagem de 3% ser igual ao valor obtido por Lopes (2007) quando efectuou os primeiros estudos, com o mesmo tipo de solo; então o teor em água óptimo recorrendo ao ensaio Proctor, foi de 12%.

Vitali (2008) avaliou também a influência do teor em água no módulo de deformabilidade (Figura 2.15).

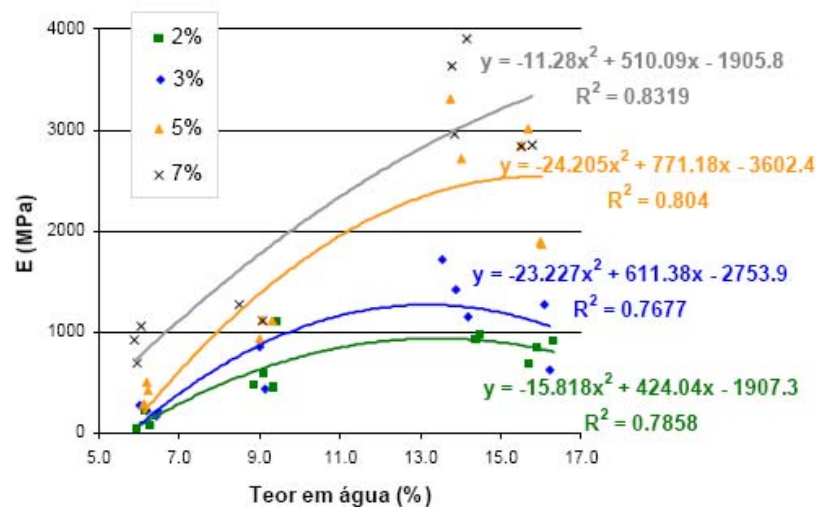


Figura 2.15 – Variação do módulo de deformabilidade com o teor em água (adaptado de Vitali, 2008)

O módulo de deformabilidade vai aumentar até um dado valor óptimo decrescendo após atingir o referido valor. Comparando as diversas percentagens de cimento, o módulo também é maior para teores de cimentos mais elevados.

2.5.4. INFLUÊNCIA DO EFEITO DA POROSIDADE

Quando há uma diminuição da porosidade, significa que há um aumento de elementos que entram em contacto uns com os outros, ou seja aumenta-se o contacto entre os elementos de hidratação do cimento e as partículas de solo, favorecendo a cimentação.

Segundo Foppa (2005) a redução da porosidade, independentemente da quantidade de cimento, estabelece um ganho de resistência significativo. Em média a redução de 8% na porosidade do solo, faz com que haja um aumento de 2,6 vezes a resistência à compressão simples uniaxial.

Na Figura 2.16, apresenta-se a relação entre a resistência à compressão simples e a porosidade.

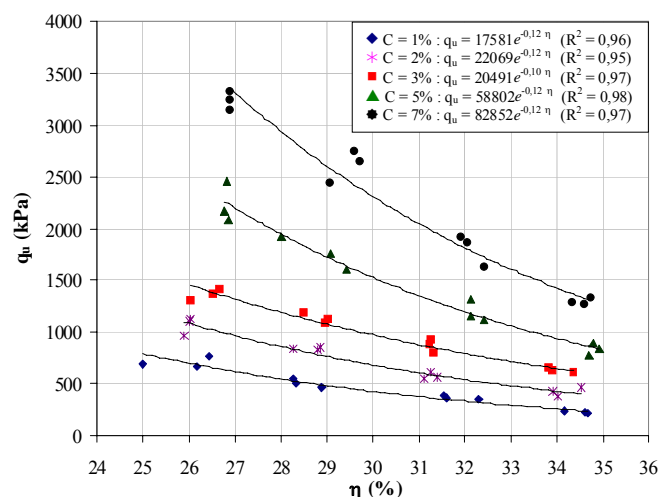


Figura 2.16 – Variação da resistência à compressão simples com a porosidade (Foppa, 2005)

O aumento da porosidade faz com que haja uma redução significativa da resistência à compressão simples independentemente do teor em cimento.

Vitali (2008) realizou o estudo da influência da porosidade no módulo de deformabilidade determinado nos ensaios de compressão simples através da medição da deformação com recurso à utilização de LDT's. O comportamento do gráfico obtido é semelhante ao comportamento obtido com a resistência à compressão simples (Figura 2.17).

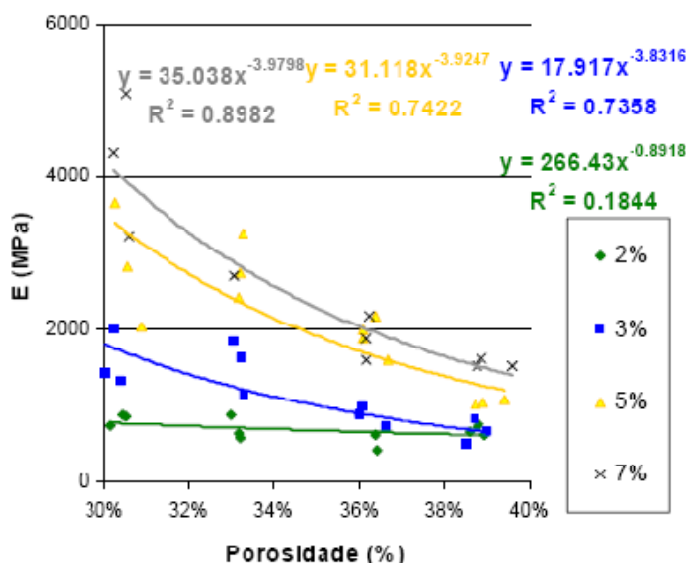


Figura 2.17 – Variação do módulo de deformabilidade com a porosidade (adaptado de Vitali, 2008)

Como se pode ver ao analisar a Figura 2.17, o módulo de deformabilidade aumenta com a redução da porosidade, para qualquer teor em cimento.

2.5.5. EFEITO RELAÇÃO ÁGUA/CIMENTO

Foppa (2005), a partir da Figura 2.12 elaborou um outro gráfico onde relaciona a variação da resistência à compressão simples com a relação água/cimento, definida pela massa de água dividida pela massa de cimento, apresentada na Figura 2.18.

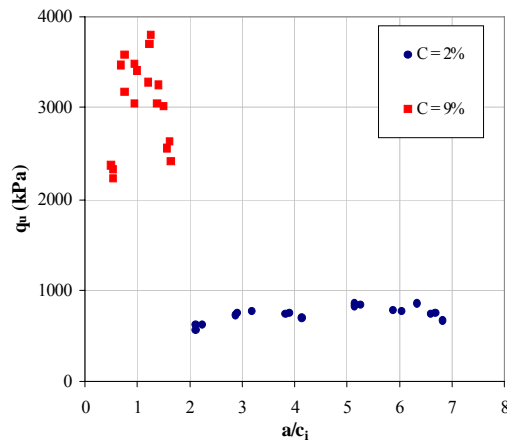


Figura 2.18 – Variação da resistência à compressão simples em função da relação água/cimento

O efeito da relação água/cimento estudado por Foppa (2005) não permite uma correlação entre a relação água/ cimento e a resistência à compressão simples, uma vez que não é possível definir uma linha de tendência clara para ambas as percentagens estudadas.

No presente estudo, os vazios estão apenas preenchidos parcialmente pela água, não existindo relação entre a quantidade de vazios e a quantidade de água. Portanto, o papel desempenhado pelos vazios e pela quantidade de água são diferentes. Como já foi referido anteriormente, a água afecta directamente a resistência assim como a porosidade. Assim, este índice não parece ser o mais indicado para avaliar a variação da resistência à compressão simples destas misturas de solo-cimento em condições não saturadas como as que ocorrem frequentemente na aplicação destes materiais em plataformas rodó e ferroviárias (neste ponto deve excluir-se o efeito da sucção, cujas implicações devem ser tratadas independentemente).

2.5.6. EFEITO VAZIOS/CIMENTO

A mistura de solo, cimento e água geralmente não consegue ocupar todos os espaços preenchidos pelo ar, deixando sempre alguns por ocupar.

A compactação em obra não é suficiente para reduzir na totalidade os espaços preenchidos pelo ar. Deve-se considerar a mistura como um material incompletamente compactado.

A resistência de um betão não pode ser relacionada com a relação água/cimento quando não está devidamente compactada. As correlações aplicam-se apenas a betões totalmente compactados, o mesmo se aplica às misturas de solo-cimento.

No entanto, a ligação entre a resistência do betão parcialmente compactado e a sua relação com o efeito vazios/cimento tem sido adequadamente demonstrada.

Segundo Carbelon (2008), Lanarch (1960) efectuou um estudo com uma areia fina, limpa e mal graduada combinada com uma fracção de argila pulverizada na proporção de nove partes de areia para

uma de argila. Os ensaios foram realizados com três teores em cimento distintos (5,3%, 11,1% e 17,7% de cimento).

A relação do factor de vazios/cimento definido por Lanarch (1960) encontra-se descrita na Equação 2.4.

$$\frac{V_v}{V_{ci}} = \frac{\text{Volume absoluto de vazios (água + ar)}}{\text{Volume absoluto de cimento}} \quad (2.4.)$$

Foram realizados ensaios de compressão simples com 7 dias de cura em função do factor definido pela Equação 2.4.

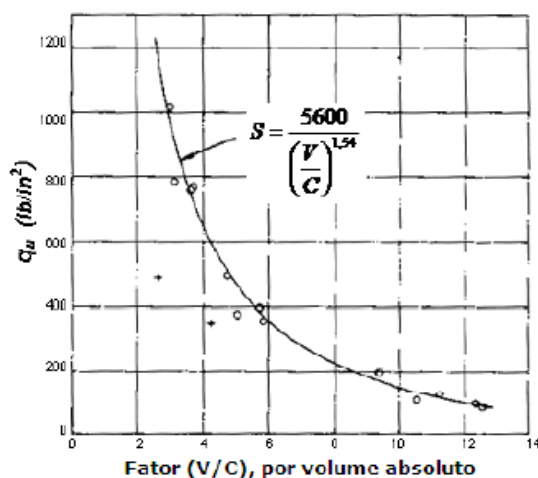


Figura 2.19 – Variação da resistência à compressão simples em função da relação vazios/ cimento (Carbelon, 2008)

Foppa (2005) conclui que na correlação que Larnach (1960) definiu, as taxas de variação da resistência à compressão simples em relação às grandezas volume de vazios e volume de cimento são substancialmente diferentes.

Foppa (2005) sugere a aplicação de uma potência à grandeza volume de vazio de cimento, de modo a minimizar as diferenças referidas anteriormente. O autor aplicou para o seu caso em estudo uma potência de 0,28 (Figura 2.20).

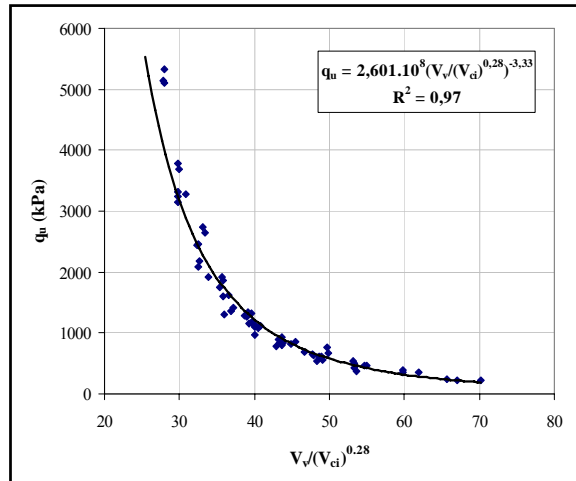


Figura 2.20 – Variação da resistência à compressão simples com a relação vazios/ cimento (adaptado de Foppa, 2005)

Uma outra forma de expressar a razão entre vazios/cimento pode ser substituir o volume de vazios, pela porosidade (η) expressa em percentagem e trocar o volume de cimento pelo teor volumétrico de cimento expresso igualmente em percentagem do volume total (Civ).

Para a determinação do volume de vazios e para o volume de cimento aplicou-se a Equação 2.5 e a Equação 2.6.

$$V_v = \eta \times V \quad (2.5.)$$

$$V_c = \frac{C \times P_{\text{soloseco}}}{\gamma_c} \quad (2.6.)$$

em que:

- η - porosidade do solo-cimento compactado;
- V – volume do provete;
- C – teor de cimento da mistura de solo-cimento;
- P_{soloseco} – peso de solo seco;
- γ_c – peso volúmico do cimento (3,15 g/cm³)

Não vai haver alterações do aspecto do gráfico, uma vez que as grandezas em substituição são proporcionais às utilizadas anteriormente como se pode verificar ao analisar a Figura 2.21.

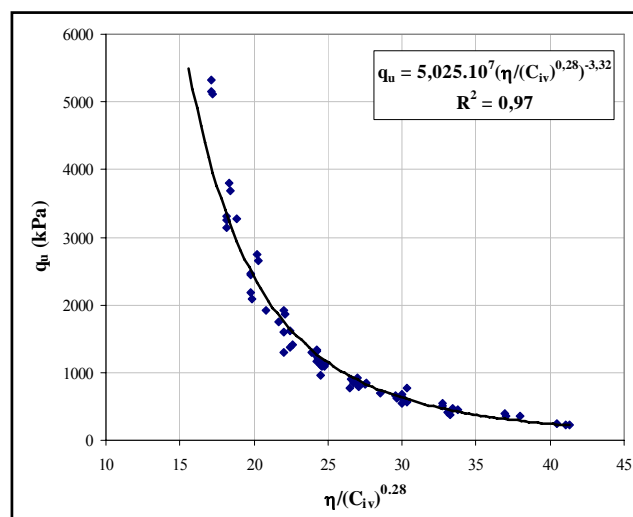


Figura 2.21 – Variação da resistência à compressão simples com a relação vazios/cimento expressa em termos de porosidade e teor volumétrico de cimento (Foppa, 2005)

Vitali (2008) aplicou o conceito anteriormente estudado por Lanarch (1960) para o seu solo em estudo (CEFEUP). O gráfico obtido para a relação V_v/V_c , tal como Lanarch (1960) sugere, apresenta-se na Figura 2.22.

Vitali (2008) ao efectuar o seu estudo realizou sobre o gráfico oriundo do ensaio Proctor, duas linhas, uma vertical e uma horizontal e sobre essas linhas efectuou o estudo para diversos pontos de moldagem.

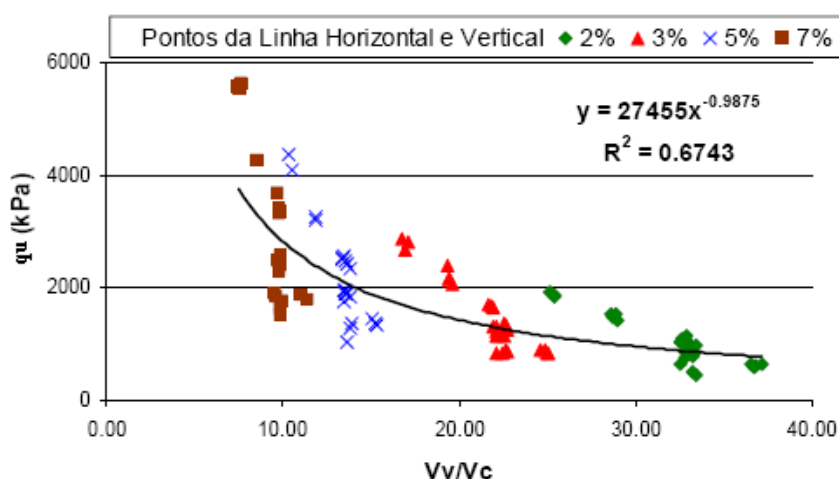


Figura 2.22 - Variação da resistência à compressão simples em função da relação vazios/ cimento (adaptado de Vitali, 2008)

Como se pode verificar o ajuste da curva não é o melhor. Assim, para tal Vitali (2008), seguiu o aconselhado por Foppa (2005) e aplicou uma potência ao volume de cimento de modo a criar um melhor ajuste da curva face aos pontos adquiridos. Após várias tentativas obteve um melhor ajuste da curva para uma potência de 0,21. Como foi referido anteriormente, Foppa (2005) aplicou uma potência de 0,28 para o seu solo (Figura 2.23).

Uma conclusão que se retira é que cada solo deve ter a sua própria potência de ajuste.

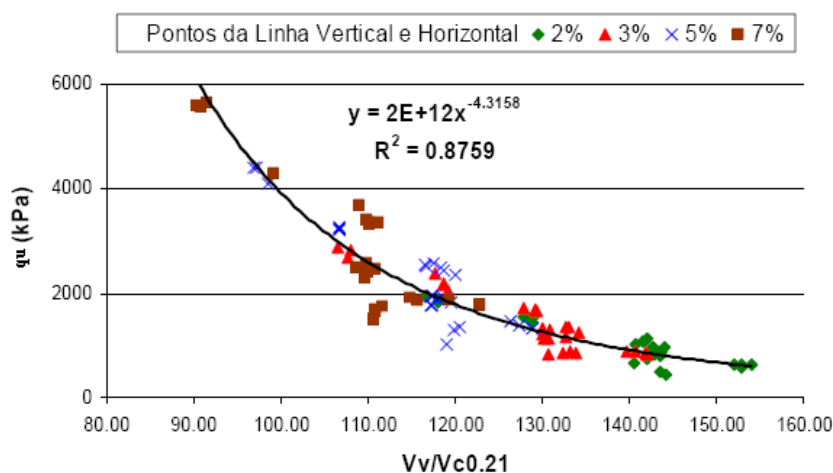


Figura 2.23 - Variação da resistência à compressão simples com a relação vazios/ cimento (adaptado de Vitali, 2008)

Tal como o sugerido por Foppa (2005), Vitali (2008) também substitui o volume de vazios pela porosidade assim como trocou o volume de cimento pelo teor volumétrico de cimento (Figura 2.24).

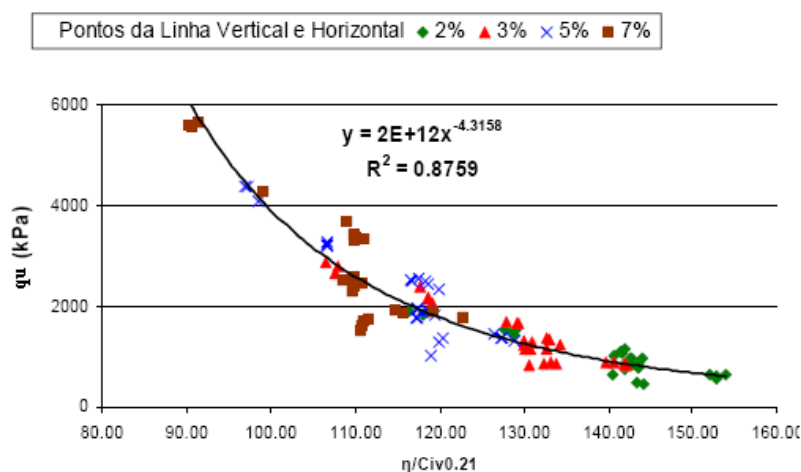


Figura 2.24 - Variação da resistência à compressão simples com a relação vazios/cimento expressa em termos de porosidade e teor volumétrico de cimento (adaptado de Vitali, 2008)

2.6 COMPORTAMENTO EM CONDIÇÕES CÍCLICAS

2.6.1. ACÇÃO DAS CARGAS ROLANTES

A mistura de solo-cimento, como se sabe pode ser aplicada a uma sub-base do pavimento. Um pavimento, rodoviário ou ferroviário, está sujeito a cargas rolantes (Figura 2.25) que impõem solicitações verticais, horizontais e tensões de corte de diferente magnitude, provocando a rotação das tensões principais (Werkmeister, 2003).

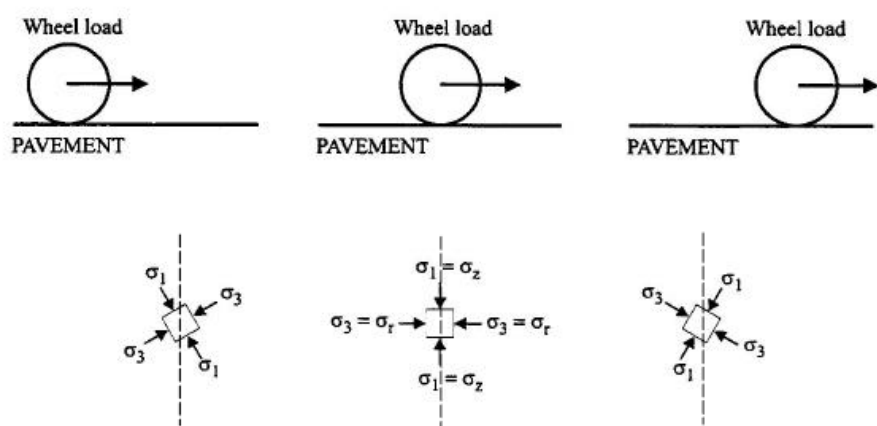


Figura 2.25 – Aplicação de uma carga rolante (Werkmeister, 2003)

Como indica a Figura 2.26 as tensões principais só actuam verticalmente e horizontalmente quando a tensão de corte é zero, isto é, directamente abaixo do centro da roda que aplica a carga. Em laboratório, o ensaio triaxial cíclico é o ensaio mais usado para a caracterização de materiais de sub-base em pavimentos. Não podendo este ensaio simular a rotação de tensões, as tensões aplicadas durante o ensaio são apenas representativas daquelas que se observam no solo que está directamente abaixo da roda.

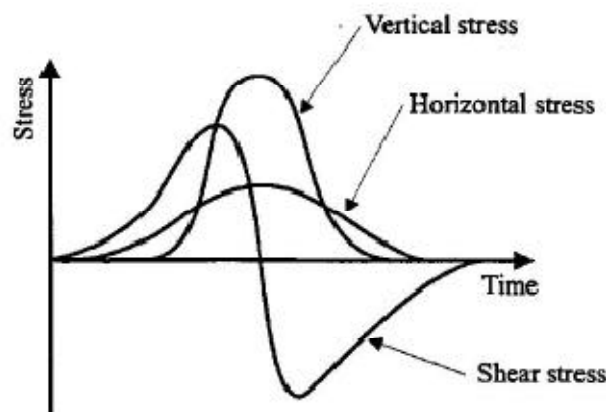


Figura 2.26 – Representação das forças aplicadas a uma roda (Werkmeister, 2003)

Segundo Li and Seling (1994) o desgaste do pavimento, pode resultar da fissuração da superfície por fadiga devido à deformação resiliente cíclica ou também pode estar associada à deformação plástica (Li and Seling, 1996) da sub-base. A degradação do pavimento rodoviário e de plataformas ferroviárias originam elevados custos de manutenção e má qualidade na circulação. Na Figura 2.27 apresenta-se um pavimento constituído por três camadas sujeito a uma carga rolante. Na própria Figura 2.27 está legendado os efeitos a que cada camada está sujeita.

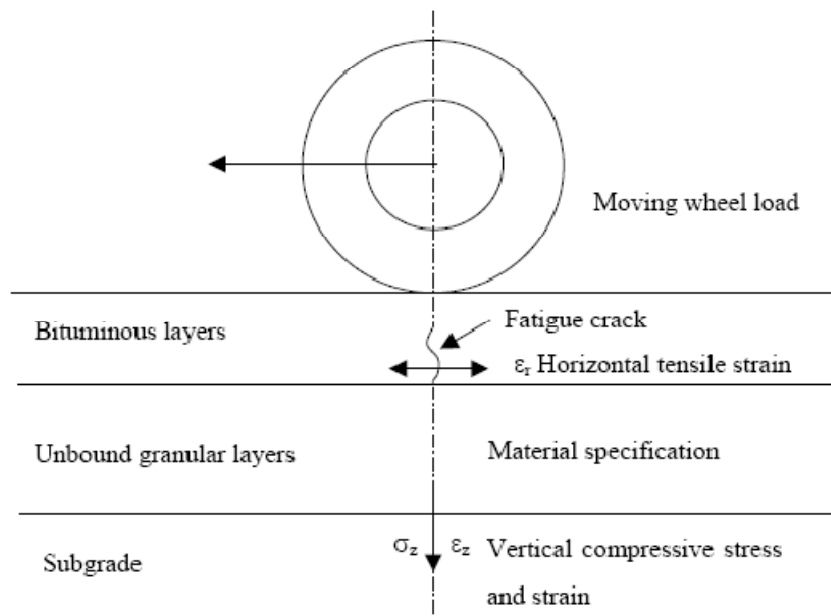


Figura 2.27 – Representação de um pavimento sujeito a uma carga rolante (Werkmeister, 2003)

2.6.2. FACTORES QUE INFLUENCIAM O COMPORTAMENTO CÍCLICO DOS MATERIAIS

De acordo com Li and Selig (1996) o carregamento cíclico pode aumentar ou diminuir a resistência e a rigidez, dependendo da história de tensões do solo e das condições de drenagem durante o ensaio. Para uma argila normalmente consolidada os ciclos provocam um excesso de pressão neutra que ao serem drenados provocam um aumento da resistência por consolidação. Pelo contrário, em solos sobreconsolidados em condições drenadas, os ciclos podem ter o efeito inverso.

Os principais factores que determinam o comportamento mecânico dos materiais sujeitos a carregamentos cíclicos durante um determinado período são o efeito da velocidade de carregamento, a fadiga cíclica e a fluência.

Relativamente à fadiga cíclica, este fenómeno ocorre quando um material (solo e materiais granulares) sujeito a um carregamento cíclico entra em rotura para um nível de tensão muito inferior à sua resistência à compressão simples.

No que se refere à fluência, os respectivos ensaios consistem em manter o provete sob determinada carga e registar o tempo que demora a atingir a rotura. Se se optar por cargas elevadas, o tempo de registo de valores vai ser significativamente menor.

Segundo Matesic e Vucetic (2003) o “*rate effect*”, designado anteriormente como efeito da velocidade de carregamento, está relacionado com o aumento da resistência quando a velocidade de deformação ou de carregamento aumenta, associada ao aumento da frequência. Se a velocidade de carregamento ou de deformação forem baixas, maior tempo restará ao solo para poder fluir e relaxar, permitindo o desenvolvimento de maiores deformações para um determinado incremento de carga e menores cargas para um determinado incremento de deformações.

Ainda no campo da velocidade de carregamento, Ishizuja et al. (1993) apontaram que esse efeito em condições de compressão triaxial é menor do que em condições de compressão simples. Matesic e Vucetic (2003) referem que este efeito é muito diminuto em areias limpas, é relativamente baixo em areias siltosas ou argilosas, e bastante importante em argilas.

Contudo, Yeoh e Airey (1994 e 1998) referem que, ao contrário dos solos granulares não cimentados em que a rotura se dá por acumulação de deformações plásticas e os “*rate effects*” não têm grande importância, nos solos cimentados este efeito já pode ser bastante importante. Nos seus estudos com um solo carbonatado artificialmente cimentado verificaram uma grande sensibilidade à velocidade de carregamento e à fluência nos ensaios estáticos e à frequência nos ensaios cíclicos.

Yoshinaka e Osada (1995) compararam resultados de ensaios cíclicos e estáticos em rochas brandas verificando que a resistência dinâmica é maior que a estática na razão de 1.1 a 1.3 consoante o tipo de rocha branda ensaiada.

Por outro lado Yeoh e Airey (1998) observaram que o número de ciclos para a rotura é maior nos ensaios drenados que nos ensaios não drenados. Esta resposta seria expectável nos solos não cimentados uma vez que densificação provocada pela compressão volumétrica durante os ciclos levaria a um aumento de resistência. Em solos cimentados a compressão volumétrica está também associada à quebra das ligações que conduziriam a uma diminuição da resistência. Assim, neste caso, parece que a componente da resistência associada à cimentação é menos significativa que o aumento da densidade.

Li and Selig (1996) referem também que existe uma correlação entre a deformação total acumulada e o excesso de pressão neutra acumulado num ensaio não drenado. Resultados experimentais indicam que tanto os solos normalmente consolidados como os sobreconsolidados experimentam excessos de pressão neutra durante um carregamento cíclico não drenado.

Nos solos sobreconsolidados a pressão neutra tende a diminuir durante os primeiros ciclos devido ao comportamento dilatante do solo. Porém, após alguns ciclos de carga a pressão neutra inverte o sentido aumentando e gerando excessos de pressão neutra devido à plastificação gradual do solo. De qualquer forma, os excessos de pressão neutra diminuem com o aumento do grau de sobreconsolidação, ou seja, um solo sobreconsolidado é mais resistente ao corte sob carregamento cíclico não drenado.

2.6.3. TIPOS DE DEFORMAÇÕES ENVOLVIDAS

Os pavimentos estão sujeitos a vários ciclos de cargas e descargas durante o seu período útil de operação. Como resultado das cargas e descargas, vão existir dois tipos de deformações, as deformações permanentes e as deformações resilientes que após os carregamentos recuperam. Mesmo para carregamentos pequenos podem surgir deformações permanentes.

A forma do carregamento de solos em misturas granulares, não surge como uma recta mas sim como uma curva em forma de histerese tal como a Figura 2.28 ilustra.

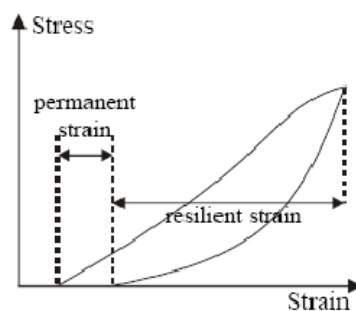


Figura 2.28 – Curva em forma de histerese (adaptada de Werkmeister, 2003)

Como se pode verificar, a deformação permanente determina-se pela diferença entre a deformação do ponto inicial da curva e a que corresponde ao ponto final.

Um resultado típico de um ensaio denominado *Repeated Load Triaxial* com um limite de 80 000 ciclos encontra-se representado na Figura 2.29.

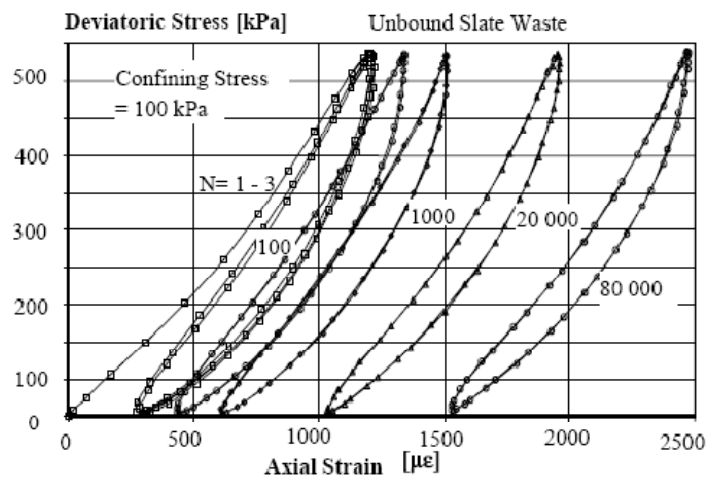


Figura 2.29 – Resultados de um ensaio *Repeated Load Triaxial* (Werkmeister, 2003)

A forma da histerese é estreita revelando que a deformação permanente entre cada ciclo é pequena; contudo ao fim de 80 000 ciclos a deformação permanente acumulada já é significativa.

A deformação permanente justifica-se pelo rearranjo das partículas ou pela quebra das ligações entre elas aquando da fase de carregamento, sendo impossível após o carregamento voltar à fase inicial. No que se refere à deformação resiliente, esta deformação está associada aos grãos que constituem a amostra. Os grãos vão sofrer uma compressão que após a fase de carregamento voltam à sua posição inicial.

A deformação permanente não está apenas relacionada com o número de ciclos, também é necessário associar os níveis de carga que se aplicam durante o ensaio. Quando as cargas a aplicar não são muito elevadas, as deformações permanentes geralmente estabilizam à medida que o número de ciclos aumenta. Nesse caso, a curva que traduz as deformações permanentes em função do número de ciclos tende para uma assíntota, ou seja, o incremento da deformação permanente em cada ciclo tende para zero. Porém, aumentando o nível de carga as deformações voltam a aumentar.

Por vezes a escolha do número de ciclos pode não ser a mais indicada. Segundo Kolisoja (1998) citado por Werkmeister (2003), por vezes os provetes parecem ter estabilizado a deformação permanente mas, com a continuação dos ciclos, esta volta a aumentar (Figura 2.30).

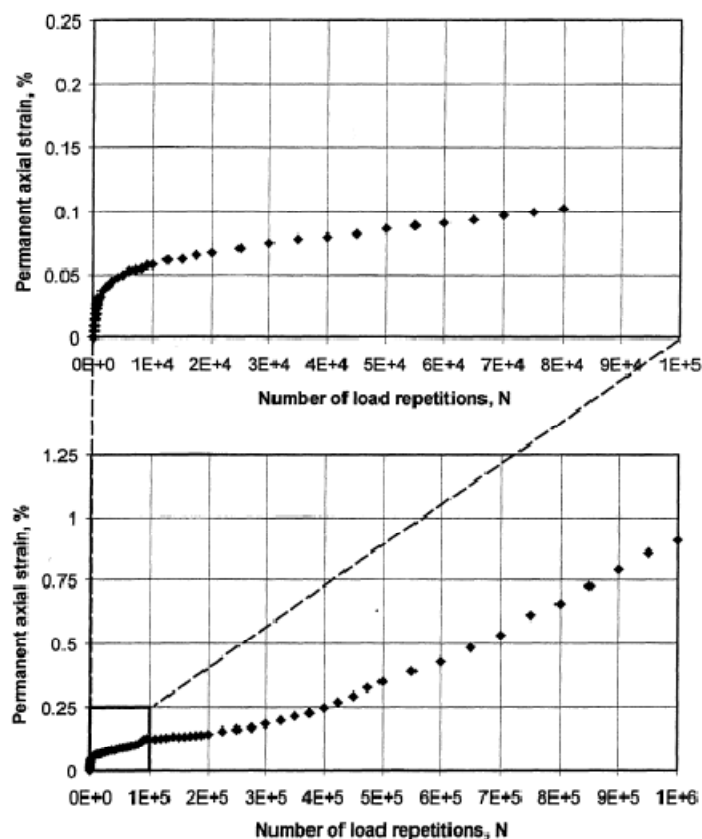


Figura 2.30 – Deformação axial em função do número de ciclos (Werkmeister, 2003)

Morgan (1966) citado por Werkmeister (2003), realizou um estudo com duas areias distintas e verificou que após 2 milhões de ciclos a deformação permanente ainda aumentava se a amostra fosse sujeita a mais ensaios. Werkmeister (2003) citando Barksdale (1972) fez uma série de ensaios com 100 000 ciclos e verificou que a deformação permanente axial cresce linearmente com o logaritmo do número de ciclos. O referido autor constatou que para tensões de desvio baixas, o incremento de deformações permanentes é menor do que com tensões de desvio elevadas.

2.6.4. SHAKEDOWN LIMIT

Um pavimento rodoviário ou uma plataforma ferroviária, deve ser projectado de modo a que sob acção das cargas a que vai estar solicitado, apenas esteja sujeito a deformações resilientes. As deformações plásticas, não devem ser admitidas ou se o forem devem aparecer em pequenas parcelas de deformação permanente. Isso implica que, para cada material, a máxima carga associada ao comportamento resiliente seja conhecida.

Shakedown é o termo que se aplica na avaliação do comportamento da estrutura quando sujeita a efeito de cargas cíclicas. *Shakedown limit* caracteriza-se como sendo o valor limite da carga para o qual se aceitam os valores da deformação permanente.

Segundo Werkmeister (2003), existem quatro fases na avaliação do *shakedown*, subdivididas por subcategorias definidoras de limites de dano: *purely elastic*, *elastic shakedown*, *plastic shakedown* e o *incremental collapse* ou *ratchetting*.

Na fase *purely elastic*, as cargas aplicadas são de pequena amplitude, de modo que o material não chega a entrar em rotura. As deformações aplicadas são completamente recuperadas.

Relativamente à fase *elastic shakedown* as cargas aplicadas são menores do que as necessárias para provocar a plastificação do material, pelo que a partir de um número muito limitado de ciclos, deixa de haver deformações permanentes. Esta subcategoria é substancial em materiais granulares não cimentados (“*unbound granular mixture*”), que aliás, são objecto do trabalho de Werkmeister (2003) e são a base da EN 13286-7:2004. Não tem, porém, relevância em misturas ligadas.

No que se refere ao estágio *plastic shakedown*, as tensões aplicadas nesta etapa devem ser menores do que as que provocam o colapso da estrutura. Nesta fase obtém-se um comportamento de uma curva histerética, podendo-se quantificar as deformações permanentes. As deformações permanentes aumentam até um número considerável de ciclos, estabilizando depois. Também aqui se poderá admitir que o espectável para misturas granulares não ligadas, possa não se verificar em misturas ligadas, ou seja, não há razão para se verificar um aumento das deformações permanentes com a ciclagem no início e diminuição posterior até estabilizar, bem pelo contrário.

Por fim na fase de *incremental collapse* ou *ratchetting*, os níveis de tensão são suficientes para provocar a plastificação do material levando-o, mais ou menos, rapidamente à rotura através de um aumento acentuado da deformação permanente. Esta é a fase determinante tanto para misturas não cimentadas, como cimentadas.

As fases anteriormente descritas apresentam-se ilustradas na Figura 2.31.

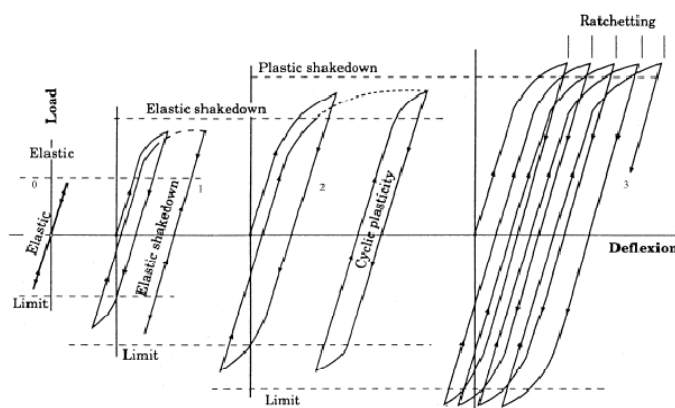


Figura 2.31 – Vários métodos associados ao shakedown (Werkmeister, 2003)

Pode-se concluir que o *shakedown* classifica o comportamento do material relativamente às diversas cargas aplicadas. As quatro fases identificadas por Werkmeister (2003), poderão (deverão), não ser adaptadas e misturas ligadas/cimentadas, com excepção da primeira e quarta que deverão ser objecto dos actuais e futuros estudos.

2.6.5. MÓDULO RESILIENTE

O módulo resiliente é o parâmetro que vai caracterizar a rigidez elástica do solo em estudo (Li and Selig, 1994), quando sujeito a acções cíclicas.

Existe uma série de factores que influenciam o módulo resiliente e a deformação permanente, nomeadamente as condições de carregamento e estado de tensão, o tipo de solo e sua estrutura e o estado físico do solo.

Relativamente às condições de carregamento e estado de tensão, os factores que estão directamente relacionados são: tensão de confinamento, tensão de desvio, número de ciclos e a sequência com que

ocorre o ensaio. No que se refere ao tipo de solo e sua estrutura, o que condiciona é o método de compactação e a respectiva energia de compactação. Por fim o estado físico do solo, o teor em água e o peso volúmico são os factores mais importantes.

O módulo resiliente pode ser determinado através do declive da recta definida pelo ponto do vértice da histerese associado ao ciclo com maior valor de tensão e pelo de menor valor, como se pode ver ilustrado na Figura 2.32.

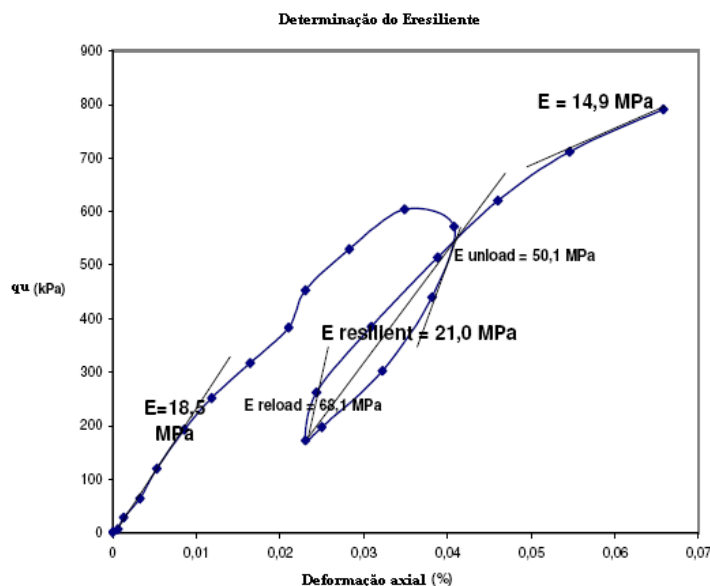


Figura 2.32 – Determinação do módulo resiliente (adaptado Walid, 2007)

2.6.6. ENSAIOS CÍCLICOS

2.6.6.1 Estudo de Werkmeister (2003)

Neste estudo, Werkmeister (2003) ensaiou um cascalho arenoso, bem como materiais resultantes da britagem de uma diabase e de um diorito.

Foram realizados ensaios cíclicos com tensões de confinamento de 70 kPa, 140 kPa, 210 kPa e de 280 kPa com uma frequência de 5 Hz. O referido autor optou por realizar metades de sinusóides intercaladas com patamares, como se pode ver na Figura 2.33. A escolha do número de ciclos teve por base a norma EN 13 286 – 7:2004.

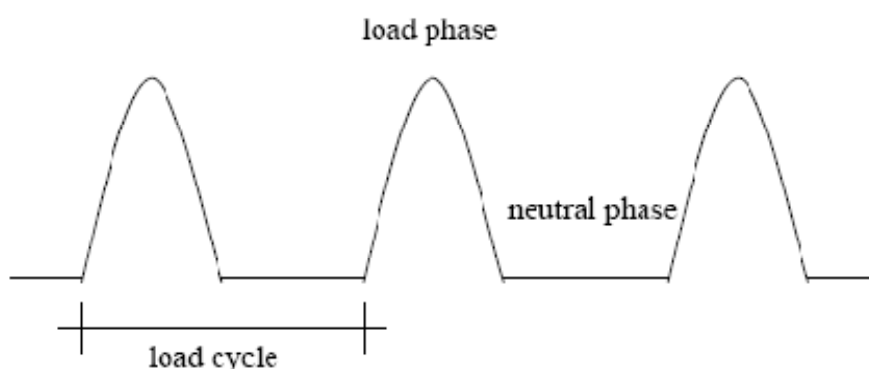


Figura 2.33 – Sinusóides e patamares definidos por Werkmeister (2003)

A deformação permanente obtida com uma tensão de confinamento de 140 kPa origina o gráfico ilustrado na Figura 2.34 onde se pode concluir que o aumento da tensão de desvio vem acompanhado por um aumento da deformação permanente.

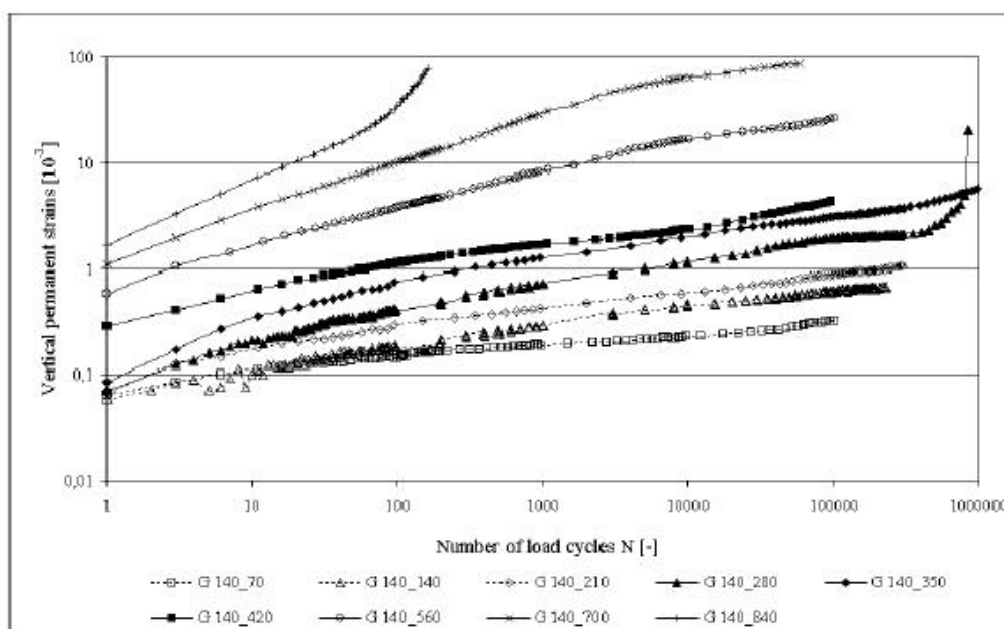


Figura 2.34 - Deformação vertical vs. Número de ciclos (adaptado de Werkmeister, 2003)

Dawson et al. (2002) citado por Werkmeister (2003) apresentou um novo método de avaliação da deformação permanente. Elaborou um gráfico onde confronta a deformação permanente associada a cada ciclo com a deformação permanente definida por todos os ciclos (Figura 2.35). Esta representação permite identificar os tipos de comportamento apresentados em 2.6.4.

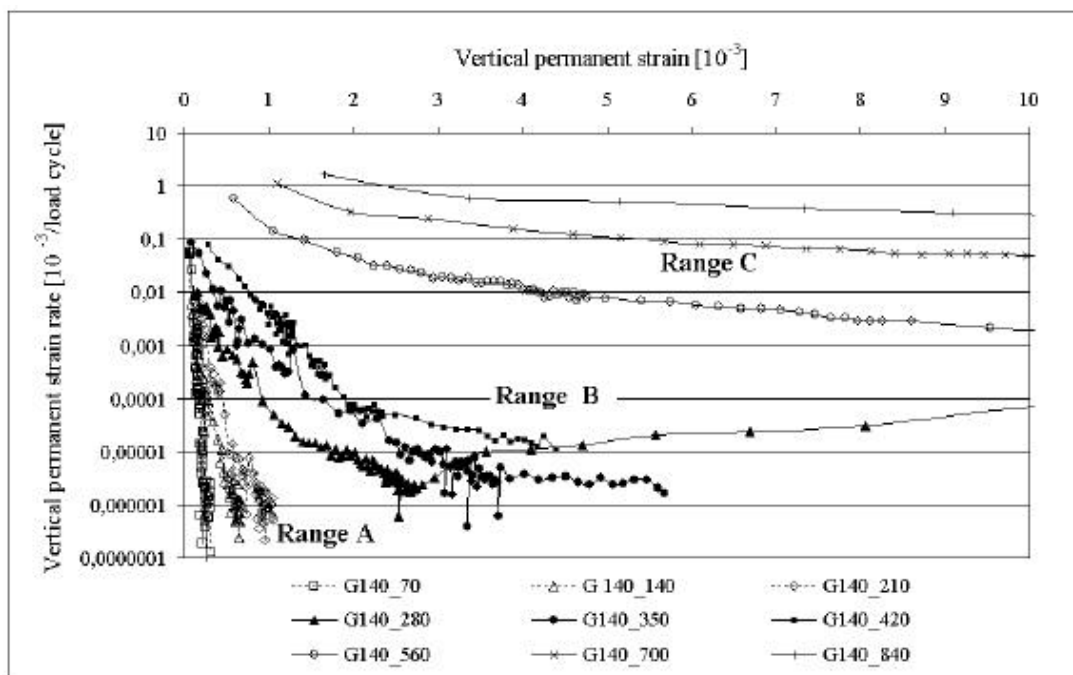


Figura 2.35 – Deformação permanente associada a cada ciclo e na globalidade (Werkmeister, 2003)

A gama A que se observa na Figura 2.35 corresponde a um comportamento do tipo *Plastic Shakedown*. A resposta é plástica para um número finito de ciclos tornando-se depois resiliente não ocorrendo mais deformações permanentes. Na Figura 2.36 está representada a evolução da deformação permanente com o número de ciclos.

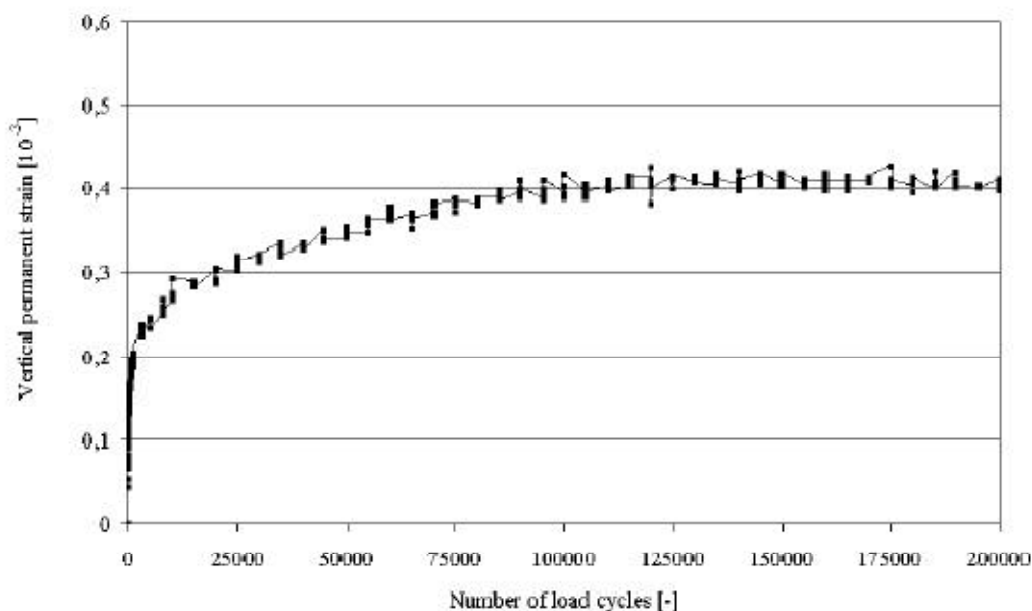


Figura 2.36 – Evolução da deformação permanente com o número de ciclos, gama A (Werkmeister, 2003)

Pode-se concluir que a partir 100 000 ciclos a deformação permanente tende a estabilizar, no presente caso para uma deformação permanente de $0,4 \cdot 10^{-3}$.

Pelo contrário, a gama C indica um aumento acentuado das deformações permanentes, que podem ser acompanhadas pela diminuição ou pelo aumento das deformações resilientes (Figura 2.37). Em qualquer dos casos, a resposta é sempre plástica e cada aplicação de carga gera um incremento progressivo das deformações.

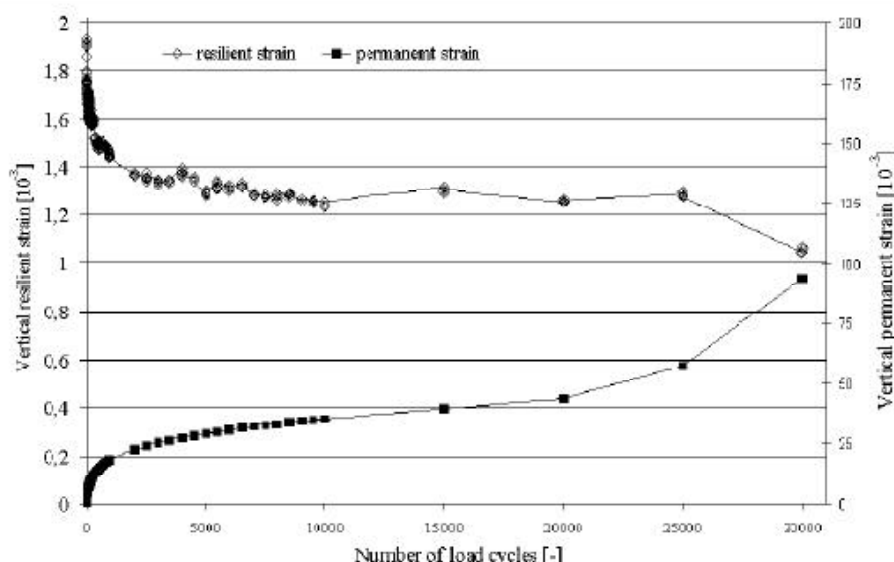


Figura 2.37 – Evolução da deformação permanente e da deformação resiliente em função do número de ciclos, gama C (Werkmeister, 2003)

Por fim, a gama B mostra uma resposta intermédia. Após um período inicial com elevados níveis de deformação permanente, a velocidade de deformação diminui até estabilizar.

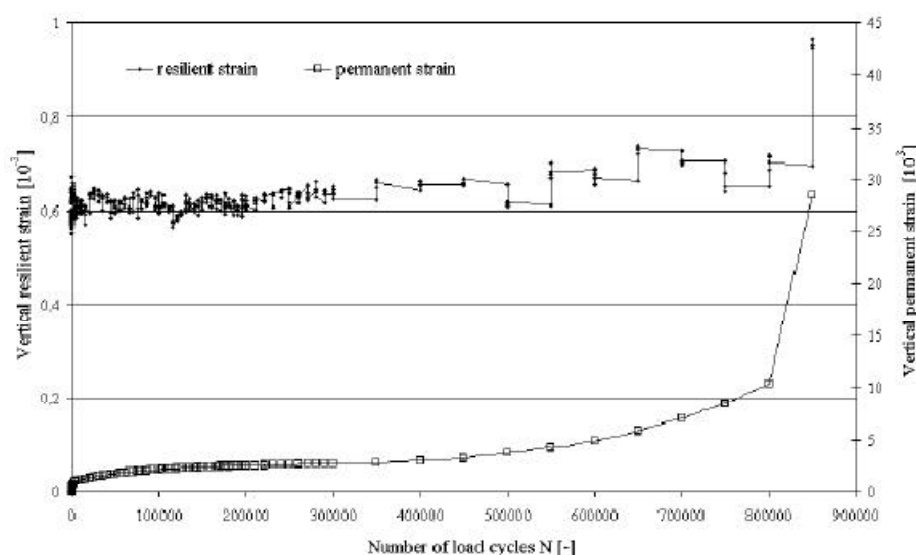


Figura 2.38 – Evolução da deformação permanente e da deformação resiliente em função do número de ciclos, gama B (Werkmeister, 2003)

Assim, pode-se concluir que os materiais associados ao comportamento A e B são aceitáveis para utilização em sub-bases de pavimentos enquanto que o comportamento C não é tolerável levando a uma degradação rápida.

2.6.6.2 Estudo de Walid (2007)

Walid (2007) realizou um conjunto limitado de ensaios cíclicos com uma mistura de solo-cimento constituída pelo solo recolhido no CEFEUP, ao qual adicionou 3% de cimento e moldou a mistura para um teor em água de 12%.

Neste trabalho de estágio de intercâmbio entre a ENPC e a FEUP, Walid (2007) aplicou dois métodos distintos para efectuar a cura dos provetes. Um método foi sujeitar os provetes a uma tensão de cura elevada (100 kPa, 400 kPa e 800 kPa) durante um período de sete dias. No segundo método a cura dos provetes foi realizada com as mesmas tensões definidas anteriormente mas apenas durante uma hora baixando depois a tensão para 20 kPa a qual foi mantida durante sete dias.

O plano de ensaio definido para a execução dos ensaios encontra-se esquematizado na Figura 2.39.

A realização dos ensaios foi efectuada no Laboratório de Geotecnia da FEUP, recorrendo à máquina de ensaios triaxiais cíclicos e ao programa Dynatester (Instituto de Engenharia Mecânica / Instituto de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial da FEUP).

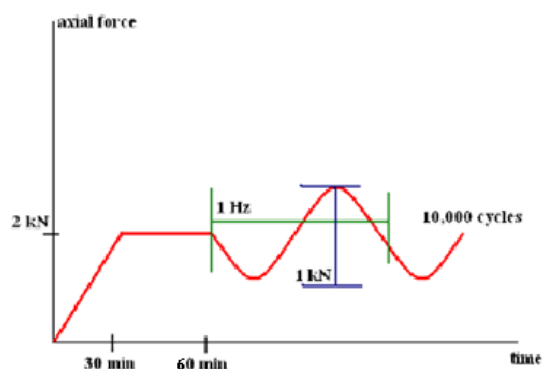


Figura 2.39– Plano de ensaios para estimativa do efeito de cura sob tensão (Walid, 2007)

O início do ensaio é caracterizado pela aplicação de uma pré-carga de 2 kN com uma duração de 30 minutos. Após a fase de pré-carga, Walid (2007) definiu um patamar para estabilizar as pressões durante 30 minutos. Quando esta segunda etapa estava finalizada, iniciava-se o carregamento cíclico definido por um desfasamento de 180°, começando assim com a sinusóide em sentido descendente a partir do nível do patamar, e com uma amplitude a 1 kN. A frequência escolhida para a realização dos ciclos foi de 1 Hz, ou seja de um ciclo por segundo. O critério de paragem do referido ensaio consiste em parar aos 10 000 ciclos.

Ao longo do estudo efectuado por Walid (2007), as características dos ensaios foram alteradas, aumentando a tensão de pré-carga para 4,5 kN e a amplitude para 3 kN (Figura 2.40).

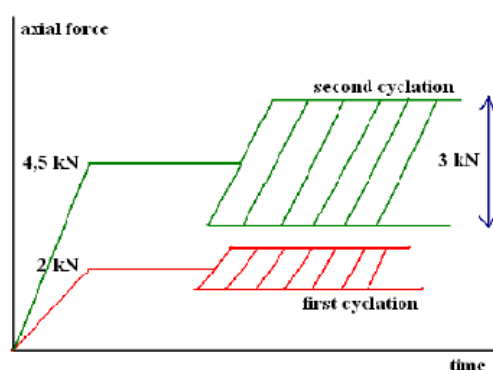


Figura 2.40 – Segunda modalidade das características do ensaio para estimativa do efeito da cura sob tensão (Walid, 2007)

Walid (2007) realizou uma série de ensaios e obteve o gráfico ilustrado na Figura 2.41.

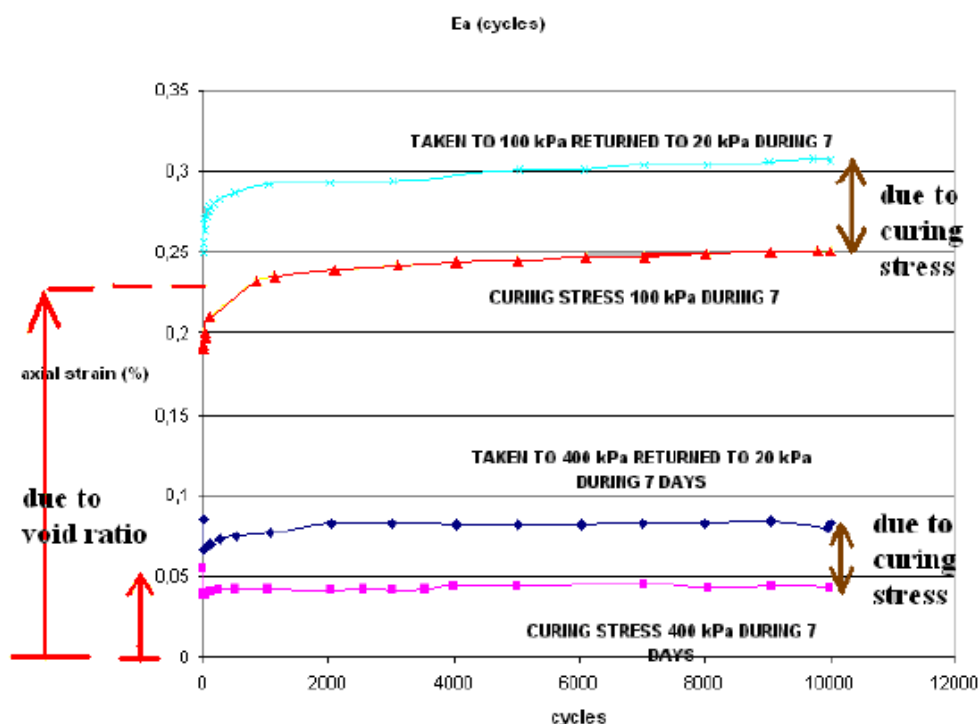


Figura 2.41 – Deformação axial verificada no decurso dos ciclos impostos aos provetes com curas em condições distintas (adaptado de Walid, 2007)

Como se pode verificar, para níveis de cura com tensões mais elevadas (400 kPa) a deformação axial é mais reduzida do que para níveis de cura menores (100 kPa), indicando que para tensões de cura maiores o índice de vazios é menor. No que se refere aos dois métodos de cura, existe uma pequena diferença entre ambos os métodos, apresentando uma maior deformação os provetes submetidos a tensões mais elevadas e depois reduzidas a 20 kPa.

Deste gráfico, pode-se concluir que, neste material e para esta percentagem de cimento e volume de vazios, a influência dos índices de vazios é muito mais visível do que a influência da tensão de cura.

Relativamente à avaliação dos módulos resilientes, Walid (2007) fez um estudo preliminar para os dois tipos de métodos de cura.

No que se refere ao processo de cura sob tensões elevadas, o resultado apresenta-se na Figura 2.42. Os módulos resilientes apresentam valores iniciais distintos crescendo gradualmente até atingirem valores muito próximos. O valor médio que se pode adoptar será de 7,4 MPa.

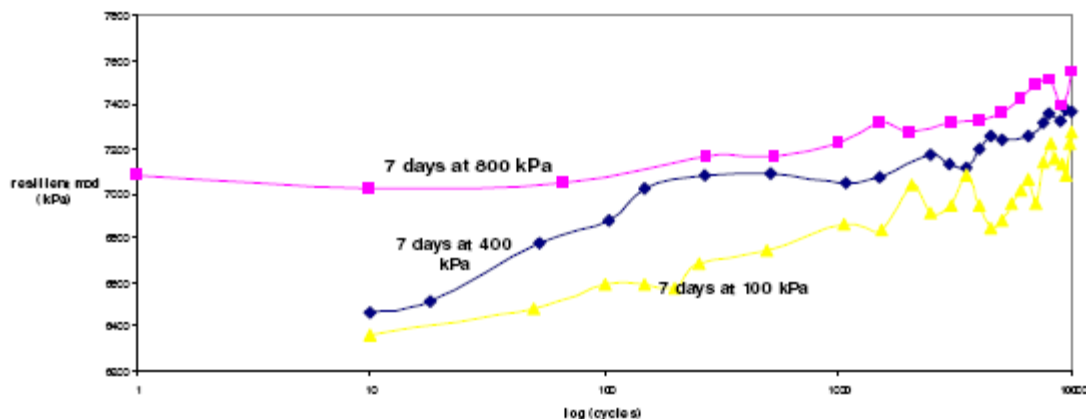


Figura 2.42 – Módulo resiliente para tensões de cura elevadas (Walid, 2007)

Aplicando o mesmo estudo ao segundo método de cura, o resultado encontra-se na Figura 2.43.

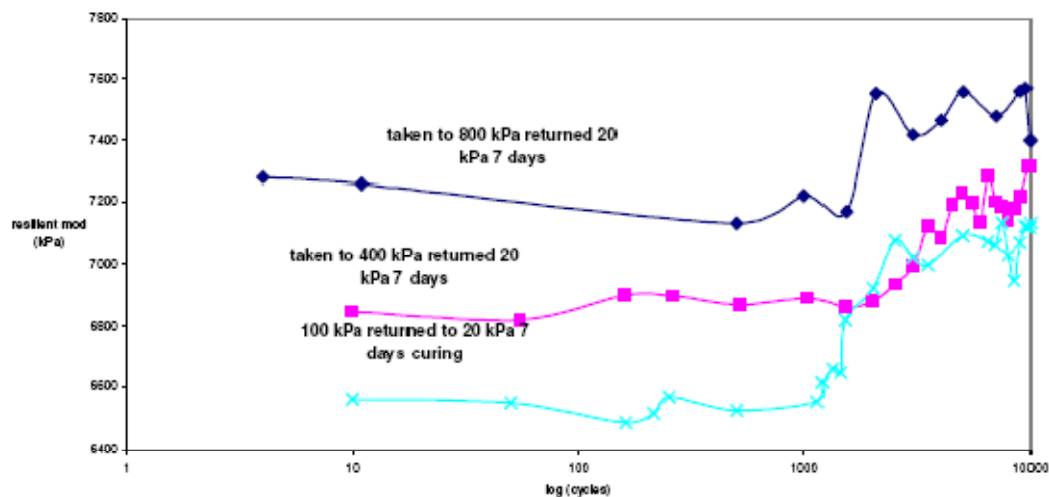


Figura 2.43 - Módulo resiliente para tensões de cura elevadas depois reduzidas a 20kPa (Walid, 2007)

A primeira observação prende-se com o valor inicial dos módulos resilientes, sendo estes mais elevados do que os módulos resilientes com cura em tensões elevadas. O valor final do módulo resiliente para as três tensões é muito semelhante às anteriores.

3

PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 RECOLHA DO SOLO NO CEFEUP

O solo usado para a realização dos ensaios triaxiais cíclicos foi recolhido no campo experimental da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (CEFEUP), localizado entre o edifício do INEGI e o edifício do INESC, com a ajuda de uma retroescavadora, como se pode ver na Figura 3.1.

O solo recolhido é solo residual do granito como é típico na região do Porto.



Figura 3.1 – Retroescavadora usada para a recolha do solo

Antes da recolha do solo houve o cuidado de efectuar a decapagem da terra vegetal colocando-a à parte para depois ser utilizada no preenchimento da abertura realizada. O solo pretendido colocou-se num outro lado para não haver misturas de solo.

Após a retirada da quantidade suficiente para a realização dos ensaios (Figura 3.2), colocou-se o solo pretendido em sacos e transportou-se para o laboratório da FEUP onde se iriam realizar os ensaios.



Figura 3.2– a) Recolha do solo separando a terra vegetal do solo pretendido; b) Solo recolhido para estudo

Antes da realização dos ensaios, foi necessário caracterizar o solo recolhido. Verificou-se que o solo era constituído por duas partes distintas, uma parte mais amarela e uma mais branca. Para um estudo mais eficaz, separaram-se as duas amostras.

Colocou-se o solo a secar (Figura 3.3), estendido no chão sobre plásticos, para se obter uma melhor percepção do tipo de solo.



Figura 3.3– Solo a secar

Realizaram-se análises granulométricas segundo a norma LNEC-E 196-1966 por via húmida em ambas as amostras com o objectivo de se saber a percentagem de finos. Concluiu-se que a curva granulométrica obtida era bastante diferente da pretendida.

Procedeu-se à correcção da curva granulométrica da amostra que apresentava uma tonalidade semelhante à amostra de Vitali (2008) de modo a obter uma curva granulométrica idêntica à utilizada por Lopes (2007) e por Vitali (2008).

Na Figura 3.4, apresenta-se o resultado obtido após a realização da correcção granulométrica.

No Anexo A1, descreve-se o procedimento seguido para a execução da correcção.

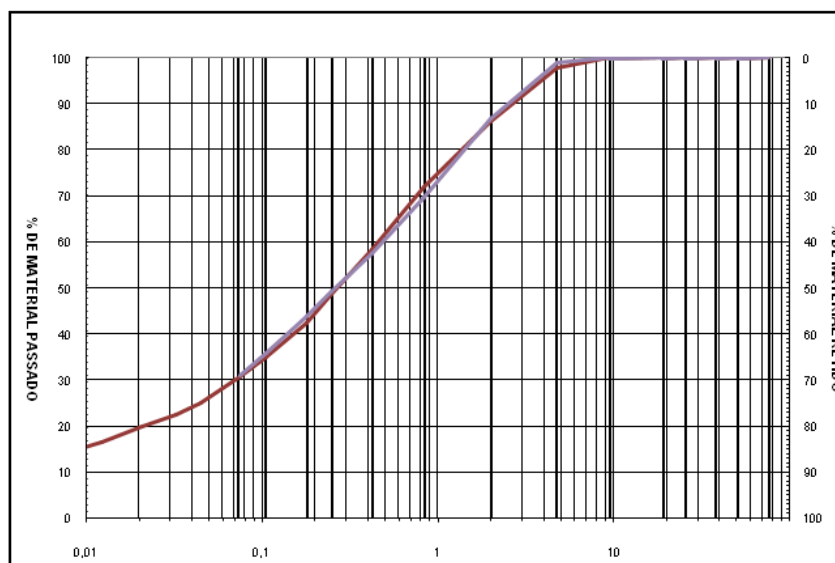


Figura 3.4 – Curva Granulométrica obtida depois da correcção

3.2 SOLO RESIDUAL GRANÍTICO DA REGIÃO DO PORTO

O solo residual é caracterizado como sendo um solo que provém do desgaste da rocha mãe e que não se deslocou, ou seja, permaneceu no seu local original aquando da formação da rocha primitiva. Por vezes, este tipo de solo é designado como solo saprolítico pois a estrutura que contém é a mesma que a da rocha mãe.

O solo encontrado na região do Porto, nomeadamente no campo experimental da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, caracteriza-se como sendo um solo residual granítico muito típico da zona. Segundo a International Society of Rock Mechanics (ISRM) este solo classifica-se como sendo de um nível de degradação W_5 (Matos Fernandes, 2006). Segundo o quadro de classificação do grau de alteração do maciço (Quadro 3.1), um W_5 caracteriza-se como um maciço decomposto, e apresenta-se completamente friável e com comportamento de solo. Quando remoldado para ser reutilizado em aterro designa-se geralmente por “saibro”.

Quadro 3.1- Graus de alteração dos maciços rochosos

Símbolos	Designações	Características
W_1	São	Sem quaisquer sinais de alteração
W_2	Pouco alterado	Sinais de alteração nas imediações das descontinuidades
W_3	Alteração média	Alteração visível no maciço rochoso mas a rocha não é friável
W_4	Muito alterado	Alteração visível no maciço e a rocha é parcialmente friável
W_5	Decomposto	O maciço friável com comportamento de solo

Uma característica particular destes solos é o facto da sua curva granulométrica apresentar uma boa graduação, ou seja existe uma vasta extensão das dimensões das partículas, o que facilita o ajuste das partículas com menor dimensão, reduzindo o índice de vazios mínimo, e permitindo um melhor rearranjo das partículas tornando a estrutura do solo mais compacta. No entanto a percentagem de finos que apresenta ainda é considerável.

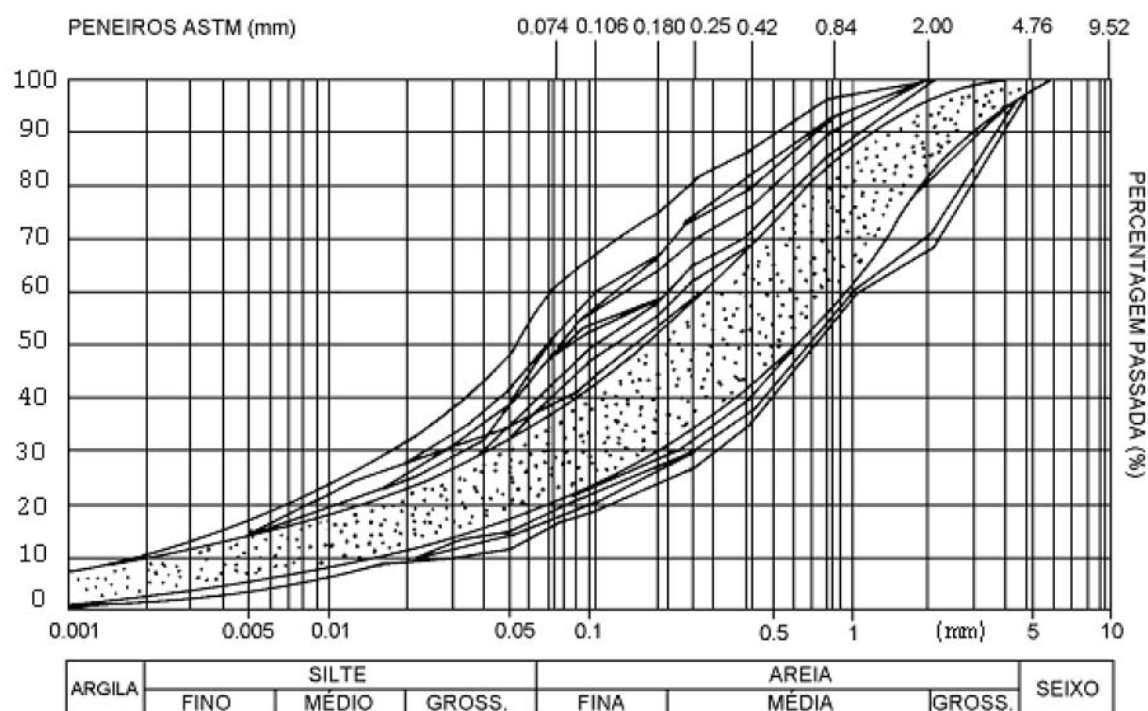


Figura 3.5 - Representação da distribuição granulométrica de solo residual granítico da região do Porto. A área correspondente ao preenchimento ponteados representa mais de 100 ensaios. (Viana da Fonseca et al., 1994)

No Quadro 3.2, apresentam-se os parâmetros estudados por Viana da Fonseca (1997) com os respectivos valores que caracterizam este género de solos.

Quadro 3.2 - Parâmetros físicos de solos residuais do granito do Noroeste de Portugal (adaptado de Viana da Fonseca et al, 1997)

γ_s	w_L	w	S_r	e	k
(kN/m^3)	%	%	%		(m/s)
25,5-26,7	25-40	10 a 30	60-100	0,4-0,85	10^{-6} - 10^{-5}

3.3 CIMENTO UTILIZADO NA REALIZAÇÃO DA MISTURA

O objectivo do presente trabalho, assim como de trabalhos antecessores é o estudo de um solo, nomeadamente do solo recolhido no CEFEUP estabilizado com cimento.

O aditivo escolhido para conferir uma maior resistência aos provetes foi o cimento Portland CEM I 52.5R. Este cimento apresenta um clínquer superior a 95% sendo os restantes 5% constituídos por dimensões menores e por sulfato de cálcio regularizador de presa. O referido aditivo apresenta uma cor acinzentada (boletim informativo da Secil, 2004).

O cimento utilizado tem como principal característica o desenvolvimento (o ganho) de elevada resistência nos primeiros dias de cura, mantendo posteriormente uma resistência elevada para qualquer

idade, como se pode ver ao analisar a Figura 3.6, o crescimento da resistência aumenta muito nos primeiros 4 dias, sendo que a partir dessa idade de cura há um aumento mas menos prenunciado; tem um calor de hidratação elevado.

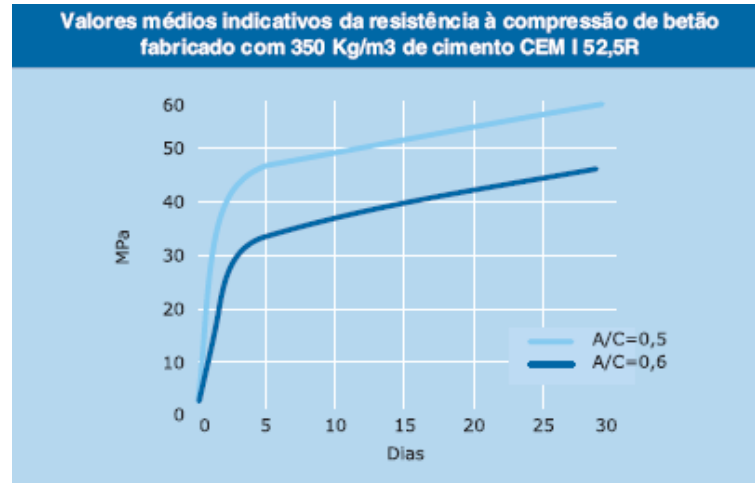


Figura 3.6– Resistência mecânica à compressão CEM I 52.5 R (SECIL, 2004)

Na Figura 3.6 apresenta-se a variação da resistência à compressão do referido cimento. Verifica-se que a resistência tem uma tendência crescente independentemente da razão água/ cimento.

Geralmente o CEM I 52.5 R é usado em obras de betão armado, especialmente para classes entre a C40/50 e a C50/60, que necessitem de desmoldagem e de descofragem rápidas, assim como em obras que exigem uma alta resistência a curto prazo. No caso de elementos pré-fabricados usa-se o cimento para a execução de elementos estruturais muito delgados e para ritmos de produção muito elevados. Deve-se evitar a aplicação do betão em tempo muito quente, sendo que preferencialmente deve-se betonar em estação fria e húmida e devendo ficar abrigado no decurso da hidratação.

3.4 ÁGUA UTILIZADA

A água que Lopes (2007) e Vitali (2008) utilizaram para a realização dos provetes e dos ensaios foi retirada da rede pública de abastecimento de água.

A água usada na mistura para a moldagem dos provetes é a necessária para lhe conferir o teor em água requerido. Note-se que este será o teor em água de moldagem do provete e que será mantido durante a cura e não o teor em água do ensaio uma vez que os provetes são saturados antes dos ensaios.

No enchimento das câmaras triaxiais, a água a utilizar é destilada. Para destilar a água usa-se um destilador (Figura 3.7)

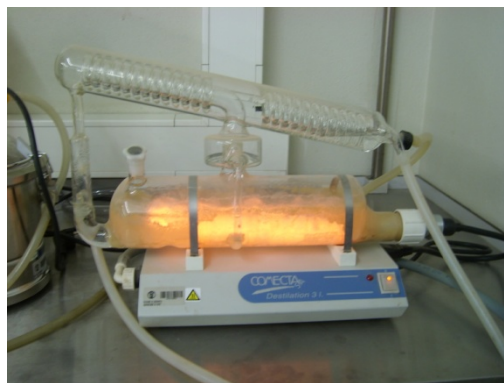


Figura 3.7– Destilador de água

3.5 MOLDAGEM DO PROVETE PARA ENSAIO

3.5.1. ASPECTOS A TER EM CONSIDERAÇÃO ANTES DO PROCESSO DE MOLDAGEM

Na véspera de se efectuar a moldagem do provete, é necessário separar uma porção da amostra e passá-la pelo peneiro nº4. Após essa passagem, retira-se uma pequena quantidade de solo para se proceder à medição do teor em água higroscópico. O procedimento a seguir para medir o teor em água higroscópico, será pesar uma cápsula e registar o seu peso (p_1), de seguida pesa-se a mesma cápsula, com a pequena quantidade de solo (p_2) e por fim coloca-se na estufa a 120°C de um dia para o outro. No dia seguinte a primeira tarefa a ser realizada será pesar novamente a cápsula agora com o solo seco (p_3).

Na determinação do teor em água higroscópico aplica-se a Equação (3.1).

$$w_{hig} = \left(\frac{p_2 - p_3}{p_3 - p_1} \right) * 100 \quad (3.1.)$$

Com o auxílio de uma folha de cálculo realizada em EXCEL, determinam-se as quantidades exactas que se aplicam ao provete em estudo, dependendo do teor em água higroscópico bem como da percentagem de cimento que se quer aplicar ao provete.

Para se saber a quantidade de cimento a acrescentar à amostra, é necessário saber previamente a percentagem de cimento que o provete deve conter. Após esse dado, basta multiplicar essa percentagem pelo peso total da amostra. Definiu-se como ponto de partida para a realização dos cálculos, que a amostra deveria conter 1200 gf.

A quantidade de solo necessária para a execução do provete é determinada pela Equação (3.2)

$$\text{solo com humidade higroscópica} = (1200 + \text{quantidade cimento}) * \frac{w_{hig}}{100 + 1} \quad (3.2)$$

3.5.2. PROCESSO DE MOLDAGEM

Antes de iniciar o processo de moldagem, é uma boa técnica separar todos os materiais necessários, uma vez que como refere a especificação LNEC E-264-1972, o tempo que decorre entre a adição da água e a compactação final deve ser inferior a 30 minutos.

Os utensílios necessários para a moldagem do provete são:

- Um tabuleiro onde se efectua a moldagem;
- Uma colher de pedreiro;
- Uma pá pequena;
- Três recipientes plásticos;
- Duas cápsulas;
- Uma proveta;
- Peneiro nº 200;
- Tabuleiro;
- Escova; e,
- Balança.

Na Figura 3.8 estão representados os utensílios usados para efectuar a moldagem.



Figura 3.8– Material necessário para a moldagem de um provete

Pesa-se a amostra, com igual valor ao obtido pela Equação (3.2) sendo necessário retirar a quantidade de finos igual à quantidade de cimento que se vai adicionar. Este procedimento é feito para não se alterar a constituição de finos que caracteriza o solo em estudo. Após esta etapa, coloca-se a amostra no tabuleiro onde se vai efectuar a moldagem, humedecendo previamente o tabuleiro para evitar a perda de humidade que a amostra, em contacto com este, possa perder.

O passo seguinte é acrescentar o peso determinado de cimento à amostra e homogeneizar o melhor possível, acrescentando após a homogeneização, a água necessária para perfazer o teor de humidade pretendido. Neste ponto é preciso desfazer os torrões que se agregam para evitar incorrecta homogeneização da massa da mistura.



Figura 3.9– Etapas da moldagem de um provete

A quantidade de solo-cimento necessária para a realização do provete depende do volume do molde a utilizar assim como do peso volúmico requerido para a mistura.

Divide-se a quantidade em três partes iguais e reserva-se nos recipientes plásticos com o objectivo de se minimizar as perdas de água. É necessário retirar duas amostras de solo para se poder determinar o teor em água da mistura.

A fase seguinte será a da compactação onde previamente se oleia o molde a usar assim como duas placas que se colocam na base e no topo do provete. A utilização das duas placas é justificada pois estas vão compensar a expansão que o provete possa vir a sofrer.

Na realização da compactação recorreu-se a uma prensa mecânica.

Para a compactação coloca-se a placa de base sobre o pedestal, encaixa-se o molde e com a ajuda de um funil coloca-se a primeira camada. Antes de iniciar a compactação é necessário colocar em cima da primeira camada, e dentro do molde, uma peça cilíndrica auxiliar designada por pistão.



Figura 3.10– Etapas da moldagem de um provete (Vitali, 2008)

Quando a primeira camada está compactada, retira-se o pistão e com um canivete abrem-se sulcos no provete para que, aquando da colocação da segunda camada (com o mesmo procedimento), estas se interliguem melhor. Por fim quando se está perante a terceira e última fase é necessário utilizar uma alonga para que a mistura de solo-cimento não saia do molde, recorrendo-se também a um cilindro delgado para ajudar a assentar a camada nos limites do molde. Nesta fase já não se recorre ao pistão

mas sim a um pedestal de topo. Antes de colocar o pedestal, deve-se colocar a placa de topo de modo a que a face oleada esteja em contacto com o provete.

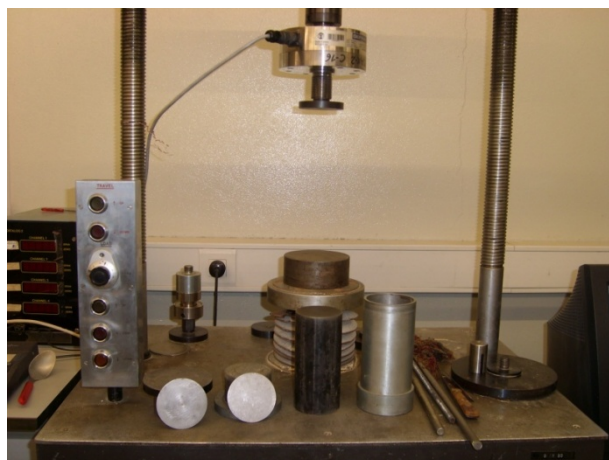


Figura 3.11– Equipamento necessário para a compactação do provete

Quando a compactação está finalizada, retiram-se os pedestais assim como ambas as placas e coloca-se o molde na câmara húmida. Esta câmara está a uma temperatura $23^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ com uma humidade superior a 95 %.



Figura 3.12– Provetes desmoldados e provetes antes de se desmoldar (Vitali , 2008)

Segundo Vitali (2008), para massas específicas e teores em água elevados, o provete deve ser extraído com pelo menos 12 horas após a sua compactação, enquanto os provetes com massas volúmicas baixas e com teores em água óptimo baixos, devem ser desmoldados 2 horas após a compactação.

Após o tempo de repouso na câmara húmida, é necessário desmoldar o provete. Para tal recorre-se a equipamentos específicos existentes no laboratório da Faculdade de Engenharia do Porto, como se pode analisar na Figura 3.13.



Figura 3.13– Desmoldagem do provete

Quando o provete está desmoldado, faz-se a medida do diâmetro em ambas as extremidades e adopta-se o valor médio, mede-se a altura, assim como o respectivo peso e compara-se com os valores pretendidos. Os provetes em estudo devem conter um diâmetro de 70 mm e uma altura de 130 mm.

Os critérios de aceitação dos provetes são os seguintes:

- Teor em água $\pm 0,5\%$
- Altura ± 2 mm
- Diâmetro ± 1 mm
- Grau de Compactação entre 99% e 101%

Segundo o estudo realizado por Lopes (2007), o tempo de cura necessário para solo-cimento é de 7 dias, como se pode ver na Figura 3.14, pois a partir do 7 dia de cura o ganho de resistência não é muito significativo. O estudo realizado baseou-se em provetes com uma curva granulométrica idêntica, com teor em água de 12% e com uma percentagem de cimento de 3%.

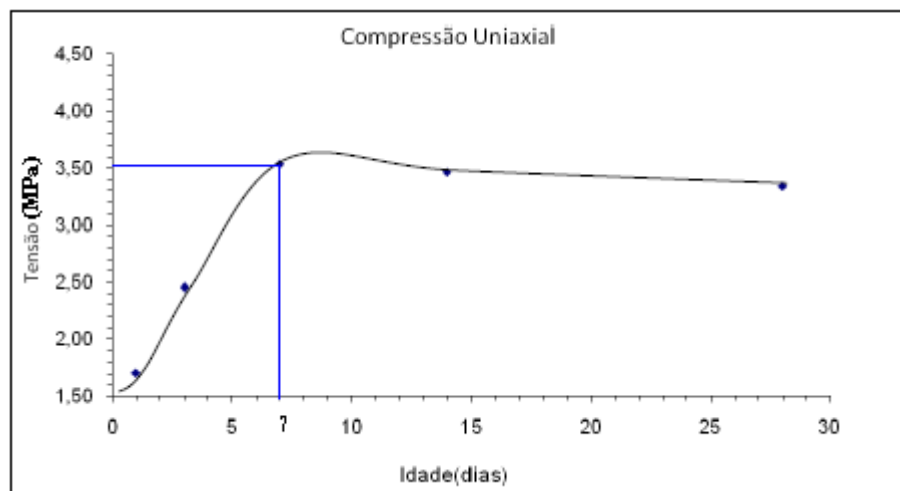


Figura 3.14– Ganho de resistência de um provete ao longo de diversos dias de cura (adaptado de Lopes, 2007)

3.5.3. PREPARAÇÃO DO PROVETE PARA REALIZAÇÃO DO ENSAIO

Antes de se colocar o provete na câmara húmida, deve-se etiquetá-lo com as respectivas características que o identificam e guardá-lo num saco plástico, para o teor em água não variar, dentro da câmara húmida durante seis dias.

Ao sexto dia de cura retira-se o provete da câmara húmida e prepara-se o provete para se poder montar os LVDT's e colocar na câmara onde se vai realizar o ensaio.

Primeiro deve-se definir onde se vão colocar as âncoras que vão suportar os LVDT's; para isso, com o auxílio de um lápis, divide-se o topo e a base do provete ao meio e traça-se a unir os centros, uma linha auxiliar; sobre essa linha definir-se-á a localização das âncoras e a distância entre elas. Para a realização dos ensaios do presente estudo, optou-se por uma distância entre âncoras de 72 mm.



Figura 3.15– Definição do local de aplicação das âncoras

Após a definição da localização das âncoras, pode-se colocar no provete a membrana com o auxílio de um encamisador. De seguida, no local onde se definiram a localização das âncoras, vai ser necessário com a ajuda de um ferro de soldar efectuar um furo de muito pequeno diâmetro para poder prender os alfinetes constituintes de cada âncora.

Para uma melhor aplicação das âncoras, usa-se um berbequim com uma broca de igual diâmetro à do alfinete da âncora.



Figura 3.16– Encamisador, berbequim e ferro de soldar

Antes de se colocar as âncoras, deve-se colocar o provete no pedestal da câmara a utilizar. Coloca-se entre o pedestal e o provete uma pedra porosa e um disco de filtro de papel, ambos com o mesmo diâmetro do provete. Primeiro coloca-se a pedra porosa com a função de distribuir uniformemente a água pelo provete, e só depois é que se coloca por cima da pedra porosa o papel de filtro com o objectivo de não deixar a pedra porosa colmatar devido às partículas de cimento que o solo contém. Neste momento pode-se colocar o provete por cima do papel de filtro e com a ajuda de o-rings prende-se o provete ao pedestal.

O passo que se segue é colocar cola nos alfinetes e colar as âncoras ao provete, deixando-as secar algum tempo. Quando a cola estiver seca colocam-se os LVDT's apoiados nas âncoras e à volta destas aplica-se silicone para isolar a membrana no local onde se fez o furo. Deixa-se secar o silicone de um dia para o outro perfazendo assim os 7 dias de cura.



Figura 3.17– Provete montado no pedestal da câmara

No dia seguinte pode-se fechar a câmara (Figura 3.18) e ligar todos os transdutores para iniciar a percolação com um diferencial de pressão 10 kPa. Após a percolação começa a saturação do provete até atingir no CP (cell pressure), uma pressão de 510 kPa e no BP (back pressure) uma pressão de 500 kPa, mantendo um diferencial de 10 kPa.

A consolidação do provete é isotrópica pelo que consiste apenas em aumentar a tensão efectiva do provete mantendo constante a pressão interna BP e aumentando a pressão na câmara CP.

Nos primeiros ensaios realizados, as pressões eram introduzidas na câmara com a utilização de uma coluna de pressões. Para os restantes ensaios o controle das pressões fez-se com o auxílio de dois GDS (Bomba hidráulica servo controlada), automatizados através de um programa de controlo automático desenvolvido no Laboratório de Geotecnia da FEUP (Costa, 2008).

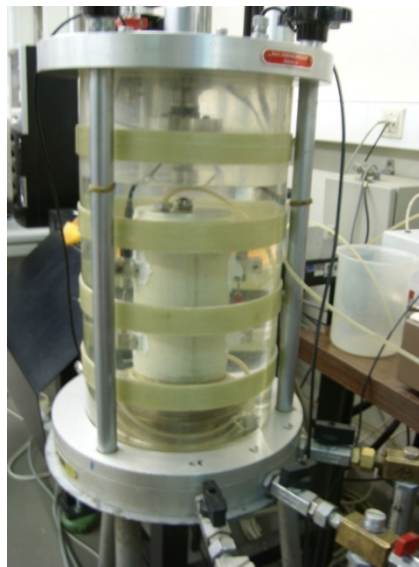


Figura 3.18– Câmara triaxial fechada

3.6 ENSAIO DE COMPRESSÃO UNIAXIAL

O ensaio de compressão uniaxial teve como principal objectivo avaliar a resistência à compressão uniaxial de diversos provetes, com o mesmo teor em cimento (5%), mas com idades de cura distintas, nomeadamente 4, 7, 14 e 28 dias. No entanto, também se ensaiaram à compressão uniaxial os provetes sujeitos previamente ao ensaio triaxial cíclico.

Na véspera de se efectuar o ensaio de compressão uniaxial, deve-se colocar o provete em água durante 24 horas (Figura 3.19), de modo a minimizar o efeito de sucção na resistência à compressão uniaxial. Os pormenores deste procedimento e do controlo dos valores podem ser vistos em Vitali (2008). Relativamente aos provetes que vêm do ensaio triaxial cíclico o mesmo já não é necessário uma vez que como estiveram a ser ensaiados, já estão saturados.

O fenómeno associado à sucção foi confirmado, pois por curiosidade experimentou-se a realização de um provete com sete dias de cura não sujeito à imersão e comparou-se com um mesmo provete de igual dimensão e com igual teor em cimento imerso 24 horas em água e a diferença entre a resistência alcançada pelos provetes foi sensivelmente o dobro um do outro. O provete que não foi imerso atingiu a rotura aos 15,00 kN enquanto o provete imerso rompeu aos 7,84 kN.

Quando se retira o provete da água, com o auxílio de um pano absorvente, deve-se enxugar o provete e verificar se a base e o topo do provete estão lisos. Caso não estejam, deve-se passar uma espátula para se proceder à sua regularização. Se a colocação do provete na prensa for morosa, deve-se fechar o provete num saco plástico para este não perder a humidade.

O provete é ensaiado a uma velocidade constante (Figura 3.19). Os valores da carga aplicada ao provete são registados no computador e consegue-se controlar a força a que o provete vai romper. Um dado curioso é que as fendas e a cunha de rotura só aparecem quando o provete já atingiu a carga de rotura, não dando sinais de rotura antes de esta acontecer.

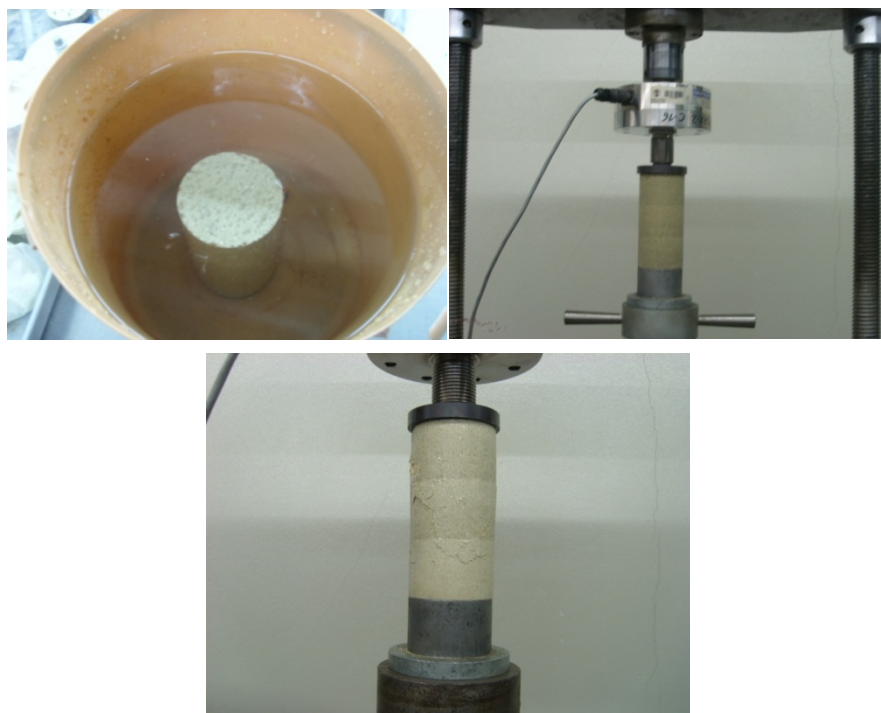


Figura 3.19– Procedimento do ensaio de compressão uniaxial

3.7 MEDIÇÃO DA SUCÇÃO RECORRENDO AO PAPEL DE FILTRO

Nos provetes sujeitos ao ensaio de compressão uniaxial para avaliar a resistência em função dos dias de cura, o nível de saturação não era total apesar de imersos 24 horas. Para tal, avaliou-se o nível de sucção matricial de cada um para avaliar a influência que esta poderia provocar na resistência à compressão uniaxial.

Para a avaliação da sucção, vai-se utilizar papel de filtro Whatman número 42, como o recomendado por Marinho (1995), seguindo-se a norma ASTM D 5298 (1994).

Depois de ensaiado é necessário dividir o provete em três partes (Figura 3.20). Reserva-se a camada central e das restantes camadas, retiram-se do meio de cada uma delas, amostras de solo para se poder determinar o teor em água (Figura 3.21). Deve-se tirar do meio pois é o local onde o teor em água ainda não se alterou.



Figura 3.20 – Divisão do provete em três partes



Figura 3.21 – Fragmentos do interior do provete para a medição do teor em água

Na camada central coloca-se um papel de filtro Whatman número 42 com 2 cm^2 no topo e na base e com papel absorvente reveste-se a camada. Logo após este procedimento coloca-se uma nova camada de fita-cola para isolar melhor, garantindo que não vai haver perda do teor em água. Quando não é possível dividir o provete nas três camadas ou se a camada central não ficou em condições, uma solução será colocar o papel de filtro na parte inferior da primeira camada e na parte superior da última camada, simulando assim as fronteiras da camada central do provete. Nas Figura 3.22 e Figura 3.23 ilustra-se este procedimento.



Figura 3.22 – Material necessário para executar o procedimento de medição da sucção



Figura 3.23 – Colocação do papel de filtro (Whatman número 42)

O tempo de equilíbrio necessário para que o papel de filtro adquira a mesma sucção da amostra é de cerca de 7 dias, durante os quais a amostra é colocada dentro de uma caixa de esferovite para evitar grandes variações de temperatura (Figura 3.24).



Figura 3.24- Armazenamento da amostra

Após os sete dias, separam-se duas cápsulas de vidro, pesam-se e com o auxílio de uma pinça retiram-se os papéis de filtro da amostra e colocam-se dentro das cápsulas registando novamente o peso. Coloca-se na estufa durante 24 horas e regista-se de novo o peso de ambas as cápsulas de modo a obter o teor em água do papel. Para se efectuar as leituras do peso, usa-se uma balança com uma precisão de 0.001 gf uma vez que os valores medidos são muito pequenos (Figura 3.25).



Figura 3.25 – Papel de filtro após 7 dias de contacto com a amostra

O papel de filtro Whatman número 42, como apresenta uma porosidade elevada, ao estar em contacto com a amostra húmida, vai absorver a humidade por capilaridade até entrar em equilíbrio. O papel vai ficar com o mesmo nível de sucção que a amostra tem. O nível de sucção é determinado através do teor em água que o papel de filtro tem.

As curvas de calibração do papel de filtro Whatman número 42 utilizado dependem do teor de água do mesmo. Se este for superior a 47% aplica-se a Equação 3.3 se for inferior utiliza-se a Equação 3.4 (ASTM D 5298).

$$Sucção (kPa) = 10^{(6.05 - 2.48 \log w)} \quad (3.3)$$

$$Sucção (kPa) = 10^{(4.84 - 2.0622 \log w)} \quad (3.4)$$

3.8 ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS

3.8.1. EQUIPAMENTO

Para a realização dos ensaios cíclicos, usou-se um sistema desenvolvido pelo Instituto de Engenharia Mecânica / Instituto de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial da FEUP. Este sistema inclui, em termos de *hardware* os seguintes elementos:

- Um motor e uma bomba com uma pressão máxima de 250 bar permitindo realizar ensaios estáticos até 50 kN¹ e ensaios cíclicos até 10 kN a uma pressão menor de cerca de 160 bar através de uma válvula limitadora de pressão;
- Uma unidade hidráulica;
- Um quadro eléctrico com protecção do motor e um botão de emergência;

¹ É possível fazer ensaios estáticos com o eixo inferior aplicando cargas até 100kN se se aumentar a pressão do sistema hidráulico.

- Um servo actuador que contém um cilíndrico hidráulico com transdutor de posição, uma válvula associada e um transdutor de força. A força do actuador é determinada pelo produto entre a pressão hidráulica e a área do cilindro.

O sistema inclui também um software de aquisição (a descrição do *software* encontra-se em Anexo A2) munido de duas placas de aquisição de 16 bits que dispõem de vários canais onde se podem conectar os transdutores e a célula de carga a utilizar. A carta eixo inclui os canais de 0 a 15 e a carta monitor inclui os canais de 16 a 29.

Existem dois eixos distintos, o eixo 1 e o eixo 2. Relativamente ao eixo 1 encontra-se o canal 0 e o canal 1 em que o primeiro é para ligar a força e o segundo é para o actuador, no mesmo eixo existe ainda o canal 4 e o canal 5 com a função de se poder ligar elementos externos como por exemplo a célula de carga. No eixo 2, localizam-se os canais 2 e 3 com a mesma função dos canais 0 e 1 assim como os canais 6 e 7 também têm as mesmas funções que os canais 4 e 5.

Dos restantes canais, do canal 8 ao canal 15 não se pode mexer pois são canais internos e dizem respeito à própria programação do *software*, enquanto que do 16 ao 29 podem ser utilizados para ligar os transdutores internos, o transdutor de volume e as pressões a utilizar.

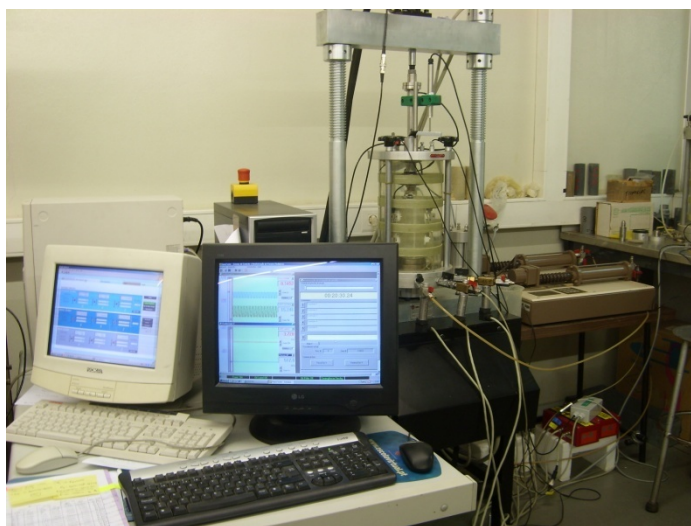


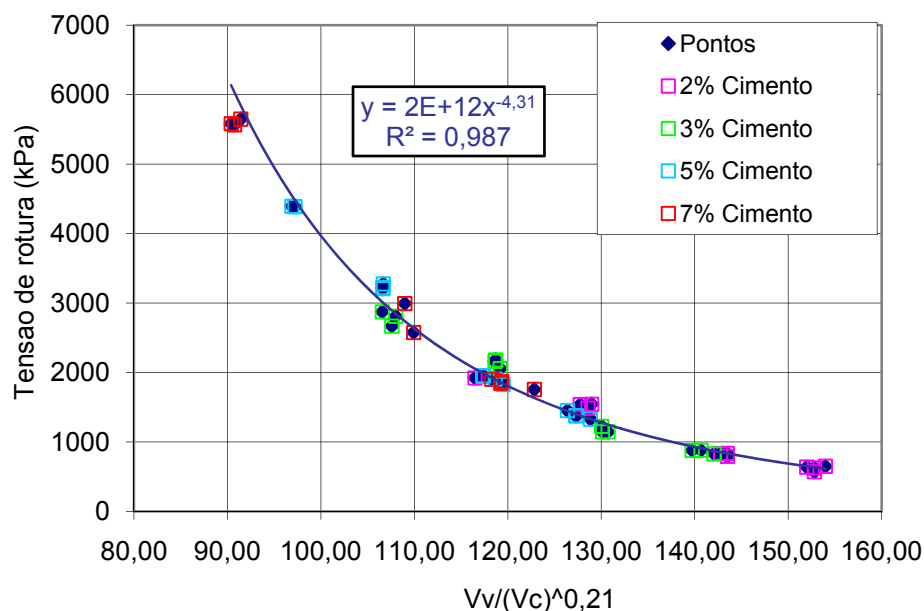
Figura 3.26– Equipamento necessário para a realização do ensaio cíclico

Nos ensaios realizados, utilizou-se uma célula de carga com 10 kN de capacidade, dois transdutores axiais, nomeadamente o LVDT1 e o LVDT5, um transdutor externo de 50 mm ou por vezes o transdutor de 5 mm, assim como também transdutores de pressão CP, BP e PN.

3.8.2. DEFINIÇÃO DAS CONDIÇÕES DOS ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS

Foram realizados ensaios de compressão uniaxial em estudos prévios (Vitali, 2008) com diferentes percentagens de cimento. A partir desse trabalho obteve-se o gráfico ilustrado na Figura 3.27 que relaciona a resistência à compressão simples e a razão de volume de vazios sobre o volume de cimento elevado a um expoente de ajuste ($V_v/V_c^{0,21}$). As taxas de cimento adoptadas para o presente estudo foram definidas pela análise da Figura 3.27.

Escolheu-se uma tensão de rotura de 2 000 kPa e de 800 kPa pois são os locais no gráfico que apresentam um maior número de resultados (pontos no gráfico). Era possível escolher uma tensão de rotura de 3 000 kPa mas a percentagem associada a este ponto seria de 7%, o que não é muito usual. Para essas duas tensões de rotura retirou-se a razão $V_v/V_c^{0,21}$ correspondente e calculou-se o peso volúmico associado às percentagens de cimento de 2% e 5% respectivamente para 800 kPa e 2 000 kPa.



Optou-se por realizar ensaios não drenados tal como fizeram outros autores (Yeoh e Airy, 1998; Yoshinaka e Osada, 1995; Yoshinaka et al., 1996; Yoshinaka et al., 1997) devido à dificuldade em drenar para frequências acima dos 1 Hz e, muito particularmente a capacidade de registo nos transdutores de variação de volume.

Optou-se pela realização de oito ensaios, tendo como objectivo comparar as duas percentagens de cimento, duas frequências e dois tipos de ensaios cíclicos denominados por tipo 1 e tipo 2. A definição da tipologia dos ensaios teve como base a norma EN 13286-7:2004 (método B).

O primeiro tipo de ensaios tem como objectivo avaliar o comportamento resiliente do material quando sujeito a uma dada frequência e a várias tensões.

O condicionamento inicial, provete sujeito a 20 000 ciclos, tem como objectivo eliminar as deformações permanentes (que são muito significativas em materiais granulares não ligados) que ocorrem durante os primeiros ciclos, de forma a obter um comportamento resiliente estável, independente do número de ciclos. Por outro lado, serve também para atenuar eventuais heterogeneidades que existam nos provetes aquando da compactação e desajustes no topo e base dos provetes.

No que diz respeito às tensões optou-se por usar tensões mais elevadas uma vez que em baixas tensões verificam-se pequenas deformações que são difíceis de adquirir nos transdutores locais/internos utilizados (LVDT's), tendo em vista a alta rigidez destas misturas. Para além disso, estas tensões são as que se esperam nas plataformas dos comboios (Fortunato, 2005) embora isso seja muito variável, dependendo do tipo de comboio, da profundidade da camada analisada, da deformabilidade das várias camadas entre outros factores.

O ensaio do tipo 1 vai ser dividido em quatro procedimentos (Quadro 3.3). O primeiro será o procedimento com uma tensão efectiva de confinamento de 70 kPa com 20 000 ciclos. A norma EN 13286-7:2004 sugere que se deve analisar o comportamento contínuo entre os ciclos 1 e 20, e uma análise dos primeiros 10 ciclos no início dos seguintes ciclos (contando desde o ponto de partida): ciclo 50, 100, 200, 400, 1 000, 2 500, 5 000, 7 500, 10 000, 15 000, 20 000; no caso do ciclo 20 000 analisou-se os 10 ciclos precedentes. A análise dos 5 000 ciclos usados para cada uma das sequências segue o mesmo procedimento anteriormente descrito. Sendo que nos 5 000 ciclos, a análise deve ser efectuada entre o ciclo 4 990 e o ciclo 5 000.

A análise de resultados será discutida no capítulo 4.

Quadro 3.3– Tensões e número de ciclos para o ensaio do tipo 1 (adaptado de EN 13286-7:2004)

σ'_c (kPa)	$q_{cíclica\ min}$ (kPa)	$q_{cíclica\ máx}$ (kPa)	Amplitude (Newton)	Nº ciclos (N)	Frequência (Hz)
70	5	340	658,61	20 000	1 ou 3
50	5	80	147,45	5 000	1 ou 3
50	5	115	216,26	5 000	1 ou 3
50	5	150	285,07	5 000	1 ou 3
50	5	200	383,37	5 000	1 ou 3
50	5	280	540,65	5 000	1 ou 3
100	5	150	285,07	5 000	1 ou 3
100	5	200	383,37	5 000	1 ou 3
100	5	280	540,65	5 000	1 ou 3
100	5	340	658,61	5 000	1 ou 3
100	5	400	776,57	5 000	1 ou 3
150	5	200	383,37	5 000	1 ou 3
150	5	280	540,65	5 000	1 ou 3
150	5	340	658,61	5 000	1 ou 3
150	5	400	776,57	5 000	1 ou 3
150	5	475	924,02	5 000	1 ou 3

Na primeira coluna do Quadro 3.3 ilustram-se as tensões de confinamento escolhidas para cada fase do ensaio; a segunda e terceira coluna correspondem à tensão de desvio adoptada e a quarta coluna fornece a indicação da amplitude. Na quinta apresenta-se o número de ciclos escolhidos para cada fase de ensaio e na última coluna as frequências.

A tensão de desvio apresentada nos Quadro 3.3 pode ser determinada através da Equação (3.5).

$$q_{cíclica} = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (3.5)$$

Relativamente aos ensaios do segundo tipo (Quadro 3.4), estes têm como principal objectivo avaliar a deformação permanente do material e verificar para que níveis de tensão as deformações permanentes se tornam elevadas ou mesmo excessivas.

Para tal, foram escolhidas três tensões efectivas de confinamento distintas e sujeitou-se cada uma delas a amplitudes diferentes que foram crescendo à medida que se realizavam os ensaios.

Na análise dos 10 000 ciclos seguiu-se o mesmo procedimento anteriormente descrito.

Quadro 3.4-Tensões e número de ciclos para o ensaio do tipo 2 (adaptado de EN 13286-7:2004)

σ'_c (kPa)	$q_{cíclica\ min}$ (kPa)	$q_{cíclica\ máx}$ (kPa)	Amplitude (Newton)	Nº ciclos (N)	Frequência (Hz)
40	5	100	186,77	10 000	1 ou 3
40	5	240	462,07	10 000	1 ou 3
40	5	360	698,02	10 000	1 ou 3
80	5	200	383,45	10 000	1 ou 3
80	5	400	777,12	10 000	1 ou 3
80	5	600	1169,92	10 000	1 ou 3
150	5	400	777,12	10 000	1 ou 3
150	5	500	973,27	10 000	1 ou 3
150	5	600	1169,92	10 000	1 ou 3

4

ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.1 INTRODUÇÃO

No presente capítulo apresentam-se os resultados obtidos no programa experimental assim como a respectiva interpretação.

Os ensaios cíclicos realizados foram de dois tipos distintos e a sua interpretação teve por base a norma EN 13286-7:2004 onde se prevê a avaliação do módulo resiliente e das deformações permanentes.

No que se refere aos ensaios à compressão simples, dois conjuntos de resultados são apresentados. Inicialmente, analisa-se os ensaios dos provetes moldados para avaliação da resistência em função do tempo de cura. De seguida, comentam-se os resultados dos ensaios à compressão simples dos provetes sujeitos aos ensaios cíclicos.

4.2 ENSAIOS CÍCLICOS

4.2.1. A NORMA EN 13286-7:2004

A norma EN 13286-7:2004 parte 7 aplica-se a ensaios triaxiais cíclicos de solos granulares não cimentados. Não existindo a respectiva norma para materiais cimentados optou-se por realizar uma adaptação desta norma.

A sua aplicação tem como objectivo determinar o módulo resiliente e a deformação permanente de um material sujeito a diversos níveis de tensão.

Os provetes sujeitos a ensaio, devem ser moldados em laboratório e devem ser cilíndricos.

Existem dois métodos distintos de avaliar o módulo resiliente e a deformação permanente:

- Método A – variação da tensão de confinamento;
- Método B – tensão de confinamento constante.

No presente estudo aplica-se o método B, uma vez que o equipamento disponível para a realização do ensaio, não permite a variação da tensão de confinamento como se pretende no método A.

Os ensaios vão ser divididos em 2 tipos (ver capítulo 3, ponto 3.8.2), com o objectivo de avaliar o módulo resiliente e a deformação permanente, e descrevem-se no que se segue.

Determinação do módulo resiliente

O módulo resiliente representa um dos parâmetros ilustrativos do comportamento da amostra quando sujeita a cargas cíclicas. Pode ser determinado para diversas tensões de confinamento e diversas tensões de desvio.

O ensaio do tipo 1 foi realizado especificamente com esse propósito. Inicialmente aplica-se uma série de ciclos para sujeitar a amostra a deformações permanentes. Na primeira etapa do ensaio sujeita-se o provete a uma carga cíclica elevada, de modo a garantir que ele sofra quase na totalidade as deformações permanentes, assim como minimizar eventuais heterogeneidades que possam existir no provete na altura da compactação.

Os valores da tensão de desvio que a norma sugere para a execução dessa etapa, constituída por 20 000 ciclos, são os que se encontram ilustrados no Quadro 4.1.

Quadro 4.1- Tensões aplicadas ao método B (adaptado da EN 13286-7:2004)

	Tensão de confinamento (kPa)	Tensão de desvio (kPa)	
	constante	mínimo	máximo
Alto nível de tensão	70	0	340
Baixo nível de tensão	70	0	200

Apesar do Quadro 5.1 apresentar uma tensão de desvio nula, a norma prevê que se utilize um valor mínimo de 5 kPa quando os equipamentos não admitem tracções ou cargas nulas.

Como foi salientado no capítulo 4, ponto 4.10, para a análise dos 20 000 ciclos, a norma sugere a avaliação do comportamento desde o primeiro ciclo até ao vigésimo, assim como uma análise dos dez ciclos seguintes aos 50, 100, 400, 1 000, 2 500, 5 000, 7 500, 10 000, 15 000, 20 000. No caso dos 20 000 ciclos a análise foi realizada com os dez ciclos precedentes.

As fases que se seguem, são definidas com etapas de 5 000 ciclos onde as tensões de desvio escolhidas tiveram por base o Quadro 5 da norma que se encontra em anexo. No que se refere à análise dos resultados obtidos para os ciclos definidos, é em tudo comum à análise dos 20 000 ciclos, só que em vez de ir até aos 20 000 ciclos apenas se analisam primeiros 5 000 ciclos.

Para analisar a deformação permanente da primeira etapa do ensaio, a norma sugere a aplicação da Equação 4.1, seguida do Quadro 4.2 para classificação do solo.

$$\varepsilon_1^c = \varepsilon_1^p(20\,000) - \varepsilon_1^p(100) \quad (4.1)$$

em que:

- $\varepsilon_1^p(20\,000)$ – representa a deformação permanente aos 20 000 ciclos;
- $\varepsilon_1^p(100)$ – representa a deformação permanente dos primeiros 100 ciclos.

Quadro 4.2 - Classificação do material em função do E_c e do ε : Classes definidas para materiais, granulares não ligados (EN 13286-7:2004)

Classe	Módulo Resiliente E_c	Deformação permanente ε
C_1	$\geq 500 \text{ MPa}$	$\varepsilon \leq 0,25\%$
C_2	$\geq 500 \text{ MPa}$	$0,25\% < \varepsilon \leq 0,60\%$
C_2	$250 \text{ MPa} \leq E_c \leq 500 \text{ MPa}$	$\varepsilon \leq 0,60\%$
C_3	$\geq 250 \text{ MPa}$	$0,60\% < \varepsilon$

Determinação das deformações permanentes

Na avaliação das deformações permanentes, não é necessário sujeitar a amostra a uma carga cíclica maior. O procedimento seguido consiste na aplicação de diferentes tensões de desvio para uma mesma tensão de confinamento.

O ensaio que se aplica para a determinação da deformação permanente no presente estudo, é o ensaio mencionado por tipo 2. Foram escolhidas três tensões de confinamento distintas, com base na análise da Quadro 6 da norma utilizada apresentado no Anexo A3.

Relativamente à avaliação da deformação permanente a norma apresenta a Figura 4.1, onde se pode ver o comportamento das diversas fases do *shakedown*.

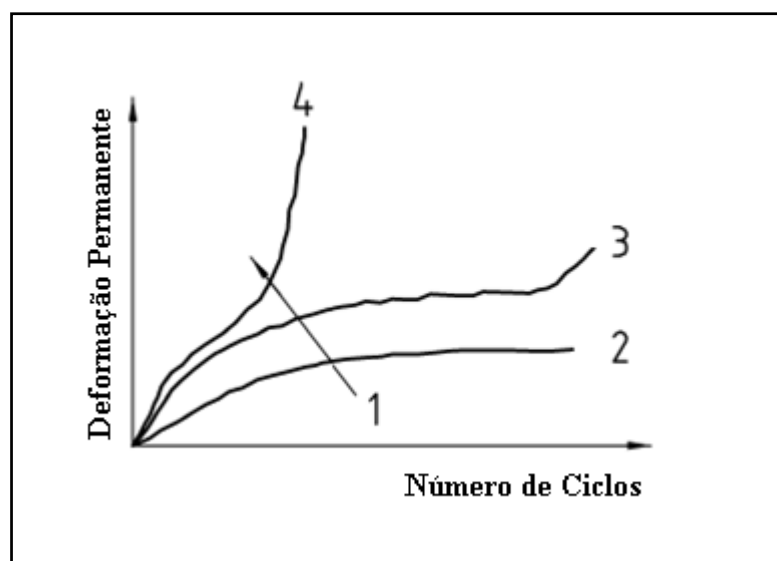


Figura 4.1– Domínio do comportamento *shakedown* (norma EN 13286-7:2004)

O ponto 1 ilustrado na Figura 4.1 indica o sentido de crescimento da tensão de desvio, o ponto 2 representa a gama A, assim como o ponto 3 está associado a gama B e a gama C corresponde ao ponto 4.

Pode-se definir dois estados de estabilização, um relacionado com o limite da gama A (ponto 2) designado por “*the plastic shakedown*” e um outro associado ao comportamento do limite do gama B (ponto 3) conhecido por “*the plastic creep limit*”.

Para determinar o “*plastic shakedown limit*” é necessário realizar um ensaio com o mínimo de três tensões de confinamento distintas. Para a definição da tensão de desvio a aplicar, a norma sugere a aplicação do Quadro 4.3.

Quadro 4.3 – Tensões possíveis para a definição do ensaio para a deformação permanente (EN 13286-7:2004)

Tensão de confinamento (kPa)	Tensão de desvio (kPa)	Rácio de tensões
constante	mínimo	máximo
20	0	1;2;3;4;5;6;7 ... n
50	0	1;1.5;2;2.5;3 ... n
70	0	1;1.5;2;2.5;3 ... n
150	0	1;1.5;2;2.5;3 ... n

Para a avaliação das deformações permanentes da fase definitiva do ensaio, a norma sugere que o ensaio seja progredido, aumentando sucessivamente a tensão de desvio, até que a condição descrita na Equação (4.2) seja satisfeita.

$$\varepsilon_p^1 (5\,000) - \varepsilon_p^1 (3\,000) > 0,4 \times 10^{-3} \quad (4.2)$$

em que:

- $\varepsilon_p^1 (5\,000)$ – representa a deformação permanente aos 5 000 ciclos para uma dada tensão de desvio;
- $\varepsilon_p^1 (3\,000)$ – representa a deformação permanente aos 3 000 ciclos para uma dada tensão de desvio.

A Figura 4.2 define os pontos de classificação dos materiais.

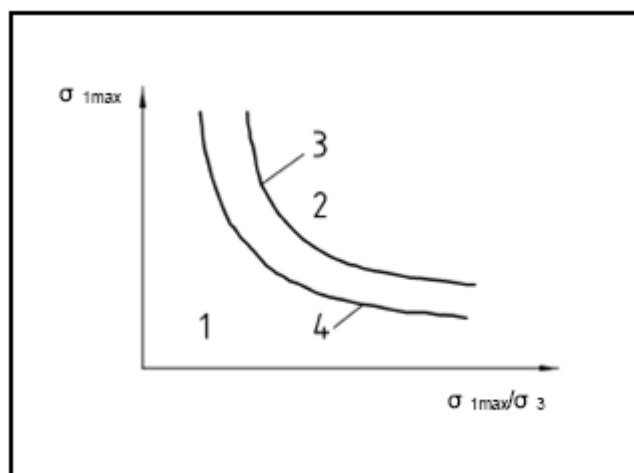


Figura 4.2 – Classificação dos materiais

O ponto 1 ilustrado na Figura 4.2 indica o local onde se define a gama A, o ponto 2 representa a gama B, assim como o ponto 3 está associado ao *shakedown limit* correspondente a uma dado material assim como o ponto 4 corresponde ao *shakedown limit* de um outro material distinto do ponto 3.

O $\sigma_{1\max}$ é determinado com a aplicação da Equação 4.3.

$$\sigma_{1\max} = \alpha \times \left(\frac{\sigma_{1\max}}{\sigma_3} \right)^\beta \quad (4.3)$$

em que:

- $\sigma_{1\max}$ – tensão máxima vertical (kPa);
- σ_3 - tensão constante da câmara de pressões (kPa);
- α – constante do modelo (kPa);
- β - constante do modelo

A EN 13286-7:2004 indica que estudos alemães chegaram à conclusão que a deformação de $0,045 \times 10^{-3}$ define o “*plastic shakedown limit*”. O “*plastic creep limit*” é atingido quando ocorrem deformações da ordem dos $0,4 \times 10^{-3}$. Deformações próximas dos limites referidos podem ser interpoladas para os materiais não ligados utilizados na construção de pavimento.

4.2.2. ENSAIO REALIZADOS

4.2.2.1 Ensaio Tipo 1

Foram realizados oito ensaios, quatro do tipo 1 e mais quatro do tipo 2. Cada tipo de ensaio foi realizado para 2 frequências e 2 valores da relação volume de vazios/volume de cimento com expoente de 0,21 ($V_v/V_c^{0,21}$) que se traduz em termos de condições de moldagem em dosagem de cimento e peso volúmico. Ou seja, foram moldados oito provetes, quatro com uma percentagem de 5% e outros quatro com uma percentagem de 2% de cimento, compactados com o peso volúmico adequado para se obter o ratio ($V_v/V_c^{0,21}$) requerido.

Vão ser confrontados os resultados analisando as diferenças devido às condições de moldagem distintas para a mesma frequência, assim como a variação da frequência para uma mesma percentagem de cimento.

Módulo Resiliente deduzido dos ensaios Tipo 1

Para a identificação dos ensaios, optou-se por utilizar um conjunto de factores, que caracterizam a percentagem de cimento, o tipo de ensaio a que foi sujeito o provete e a frequência que foi aplicada. A identificação vai ser feita do seguinte modo: TC (5) T1 1Hz, onde TC significa ensaio triaxial cíclico, o que se encontra em parêntesis é a percentagem de cimento, T1 é o tipo de ensaio e 1 Hz a frequência admitida.

No Quadro 4.4 apresentam-se os resultados dos módulos resilientes obtidos no ensaio TC (5) T1 1Hz através dos vários transdutores de deslocamento. Na primeira coluna do Quadro 4.4 define-se a fase do

ensaio, em que, por exemplo, “100 kPa 5 280”, traduz-se como uma tensão de confinamento de 100 kPa, em que a tensão de desvio mínima é de 5 kPa e a máxima é de 280 kPa. As restantes colunas referem-se ao transdutor utilizado para a obtenção do módulo resiliente. A sigla Def.Ext, refere-se ao transdutor de deslocamento do actuador da máquina, a LVDT 1 refere-se ao transdutor interno/local com o respectivo nome, o mesmo acontecendo com o LVDT 5. A Def_ext_5mm refere-se ao transdutor linear externo aplicado ao pistão da câmara cuja gama é de 5 mm.

Quadro 4.4 - Módulo Resiliente médio para 5% de cimento e frequência de 1 Hz

Ec médio (MPa)				
TC (5) T1 1Hz	Def Ext	1 hz		
		LVDT1	LVDT5	Def ext 5mm
70 kPa_5_340	336,54	3955,30	11031,99	443,73
50 kPa_5_80	391,70	1707,51	2889,72	451,01
50 kPa_5_115	352,86	1958,88	2831,51	445,97
50 kPa_5_150	341,31	4578,80	6329,52	444,48
50 kPa_5_200	130,84	4569,47	8344,01	159,33
50 kPa_5_280	211,80	6669,36	6682,67	259,93
100 kPa_5_150	404,36	4409,51	8051,68	615,71
100 kPa_5_200	158,26	5393,43	8178,86	198,30
100 kPa_5_280	179,24	6069,07	7831,96	219,22
100 kPa_5_340	290,74	6362,84	6960,08	384,99
100 kPa_5_400	276,88	10891,08	6843,87	360,16
150 kPa_5_200	427,73	4403,47	7188,51	667,89
150 kPa_5_280	213,84	5358,63	7880,08	265,75
150 kPa_5_340	365,18	6208,10	7124,68	509,59
150 kPa_5_400	322,05	5371,09	6823,32	444,09
150 kPa_5_475	242,35	7467,76	6683,34	307,05

No ensaio TC (5) T1 3Hz, como a frequência é mais elevada, o sistema reage mais rapidamente, provocando uma reacção brusca do pistão. Isto é, este em vez de fazer um carregamento contínuo, aplica uma força descontínua, ou seja, vai haver impactos sucessivos do pistão. Assim sendo, para o equipamento utilizado a frequência de 3 Hz não será a mais indicada devido ao comportamento da máquina. Deve-se optar por frequências menos elevadas.

No início do ensaio, o ajuste da máquina não era o mais adequado uma vez que notava-se um desalinhamento entre a trajectória efectuada e a pretendida. Mas com o decorrer dos ciclos, as sinusóides adequam-se ao pretendido. Este fenómeno deve estar associado aos parâmetros de ajuste da máquina.

O transdutor externo utilizado, para o ensaio TC (5) T1 3Hz foi o de 50 mm. Inicialmente os ensaios (TC (5) T1 3 Hz e TC (5) T2 3Hz) foram realizados com o transdutor de 5 mm, mas durante o ensaio

TC (5) T2 3Hz, este parou por limite do transdutor externo. Para os restantes ensaios o transdutor de deslocamento externo utilizado foi o de 50 mm, aumentando assim o campo de medida.

No Quadro 4.5 apresentam-se os módulos resilientes obtidos para o ensaio TC (5) T1 3Hz.

Quadro 4.5 - Módulo Resiliente médio para 5% de cimento e frequência de 3 Hz

Ec médio (MPa)				
TC(5) T1 3Hz	Def Ext	3 hz		
		LVDT1	LVDT5	Def ext 50mm
70 kPa_5_340	127,43	4501,01	1802,75	141,61
50 kPa_5_80	221,54	2233,11	2617,97	249,17
50 kPa_5_115	276,83	3883,87	2481,04	265,13
50 kPa_5_150	292,24	3922,97	2407,54	296,54
50 kPa_5_200	278,58	3334,05	2297,12	294,00
50 kPa_5_280	245,24	5954,70	2128,13	273,31
100 kPa_5_150	151,95	3036,00	2240,59	160,19
100 kPa_5_200	318,15	3031,09	2413,32	313,94
100 kPa_5_280	286,47	4810,92	2366,04	299,00
100 kPa_5_340	249,19	5738,25	2309,37	280,62
100 kPa_5_400	239,74	4545,44	2304,47	279,10
150 kPa_5_200	142,03	3830,99	2389,09	160,11
150 kPa_5_280	277,72	4500,78	2516,36	308,99
150 kPa_5_340	255,49	4850,46	2474,40	284,59
150 kPa_5_400	242,44	4483,84	2490,27	279,54
150 kPa_5_475	200,49	3787,58	2393,00	237,84

Comparando o ensaio TC (5) T1 1Hz com o TC (5) T1 3Hz, pode-se avaliar a influência que a frequência tem em provetes com o mesmo teor de cimento.

Analisando o Quadro 4.4 verifica-se que há um aumento do módulo resiliente à medida que se aumenta a tensão de desvio e a tensão de confinamento, para o LVDT 1. Para o LVDT 5, os módulos resilientes crescem para o primeiro nível de carga, decrescendo para os restantes.

Relativamente ao Quadro 4.5 o aumento do módulo não é tão notório como no ensaio realizado com 1 Hz, ou seja não existe um aumento de deformação sempre que se aumenta a tensão de desvio. Eventualmente poderá haver uma rotura da estrutura do solo em certos níveis de tensão que são compensadas mais tarde noutras fases com o aumento da tensão de confinamento, mas também se deve associar ao aumento da tensão da tensão média.

O módulo resiliente para a frequência de 1 Hz apresenta-se na generalidade mais elevado do que o módulo determinado para uma frequência mais elevada.

No que se refere aos provetes de 2% de cimento, também se efectuou o estudo para as duas frequências anteriormente mencionadas.

No Quadro 4.6 apresentam-se os módulos resilientes determinados para o ensaio TC (2) T1 1Hz.

Quadro 4.6 - Módulo Resiliente médio para 2% de cimento e frequência de 1 Hz

Ec médio (MPa)					
TC (2) T1 1 Hz	1 hz				
	Def	Ext	LVDT1	LVDT5	Def_ext 50mm
70kPa_5_340	161,35	369,44	1132,02		193,79
50kPa_5_80	120,07	636,15	2044,28		206,78
50kPa_5_115	128,79	525,15	2593,29		180,91
50kPa_5_150	124,66	409,13	2260,84		170,23
50kPa_5_200	127,24	382,36	1067,86		168,64
50kPa_5_280	127,60	344,00	701,58		156,30
100kPa_5_150	150,26	624,37	1172,08		244,31
100kPa_5_200	140,80	384,92	1405,40		192,76
100kPa_5_280	137,48	326,92	1050,04		170,59
100kPa_5_340	138,46	330,68	871,21		168,96
100kPa_5_400	82,53	332,23	752,09		91,64
150kPa_5_200	199,11	774,86	1054,36		301,69
150kPa_5_280	164,74	454,40	899,89		207,93
150kPa_5_340	158,32	385,04	960,55		195,87
150kPa_5_400	169,54	362,04	889,72		211,94
150kPa_5_475	105,01	342,27	777,18		118,41

Como se pode verificar ao analisar o Quadro 4.6, o módulo resiliente decresce à medida que se aumentam as tensões de desvio, assim como também decresce à medida que se aumentam as tensões de confinamento. Comparando com resultados triaxiais estáticos realizados com o mesmo material verifica-se que a dosagem de 2% de cimento confere ao provete uma estrutura frágil que é facilmente degradada com o aumento do nível de carga.

No ensaio TC (2) T1 3 Hz os módulos resilientes determinados seguem o mesmo fenómeno descrito anteriormente, como se pode ver no Quadro 4.7.

Quadro 4.7 - Módulo Resiliente médio para 2% de cimento e frequência de 3 Hz

Ec médio (MPa)				
3 hz				
TC (2) T1 3Hz	Def_Ext	LVDT1	LVDT5	Def_ext_50mm
70kPa_5_340	63,07	143,23	94,25	67,39
50kPa_5_80	104,14	257,44	166,06	101,03
50kPa_5_115	97,29	178,07	134,99	95,57
50kPa_5_150	93,00	154,39	113,97	92,32
50kPa_5_200	87,62	131,97	99,38	88,63
50kPa_5_280	83,43	134,82	99,92	87,27
100kPa_5_150	68,42	172,85	110,40	70,83
100kPa_5_200	96,97	169,71	116,41	98,26
100kPa_5_280	93,51	157,13	112,24	97,74
100kPa_5_340	90,90	159,59	117,61	97,07
100kPa_5_400	79,21	163,10	119,40	85,61
150kPa_5_200	76,26	199,14	137,66	80,23
150kPa_5_280	107,89	197,89	138,45	113,09
150kPa_5_340	98,71	188,84	133,32	105,54
150kPa_5_400	85,15	181,30	130,15	91,87
150kPa_5_475	74,36	173,28	124,39	80,58

Comparando o Quadro 4.6 e o Quadro 4.7, verifica-se que os módulos resilientes determinados para uma frequência de 3 Hz são menores em termos absolutos e a variação entre eles para uma mesma tensão de confinamento também é menor.

Para uma frequência de 1 Hz os módulos determinados para a dosagem de 5% de cimento apresentam uma ordem de grandeza dez vezes superior aos módulos determinados para 2% de cimento. Para uma frequência de 3 Hz os módulos estabelecidos para o teor de 5% de cimento são cerca de vinte vezes superiores aos ocasionados pela percentagem de 2%. Relativamente aos transdutores, o LVDT 1 apresenta registos superior ao LVDT 5 em cerca de uma vez e meia.

Para uma melhor percepção dos resultados obtidos, apresenta-se na Figura 4.3 e Figura 4.4 a variação do módulo resiliente em função da relação entre a tensão de desvio e a tensão de confinamento.

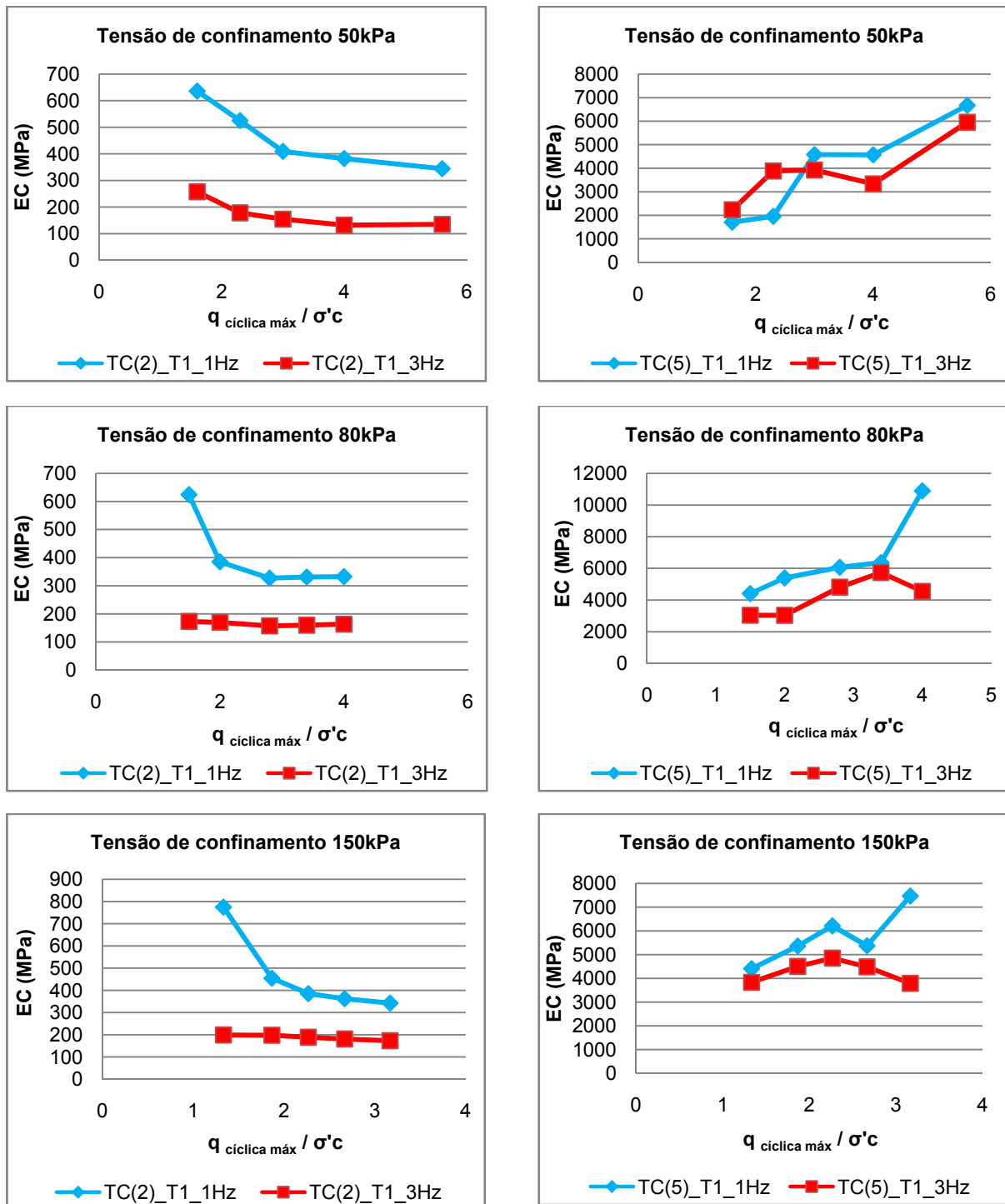


Figura 4.3 – Representação da evolução do módulo resiliente associado ao LVDT 1 em função da razão $q_{\text{cíclica máx}} / \sigma'c$

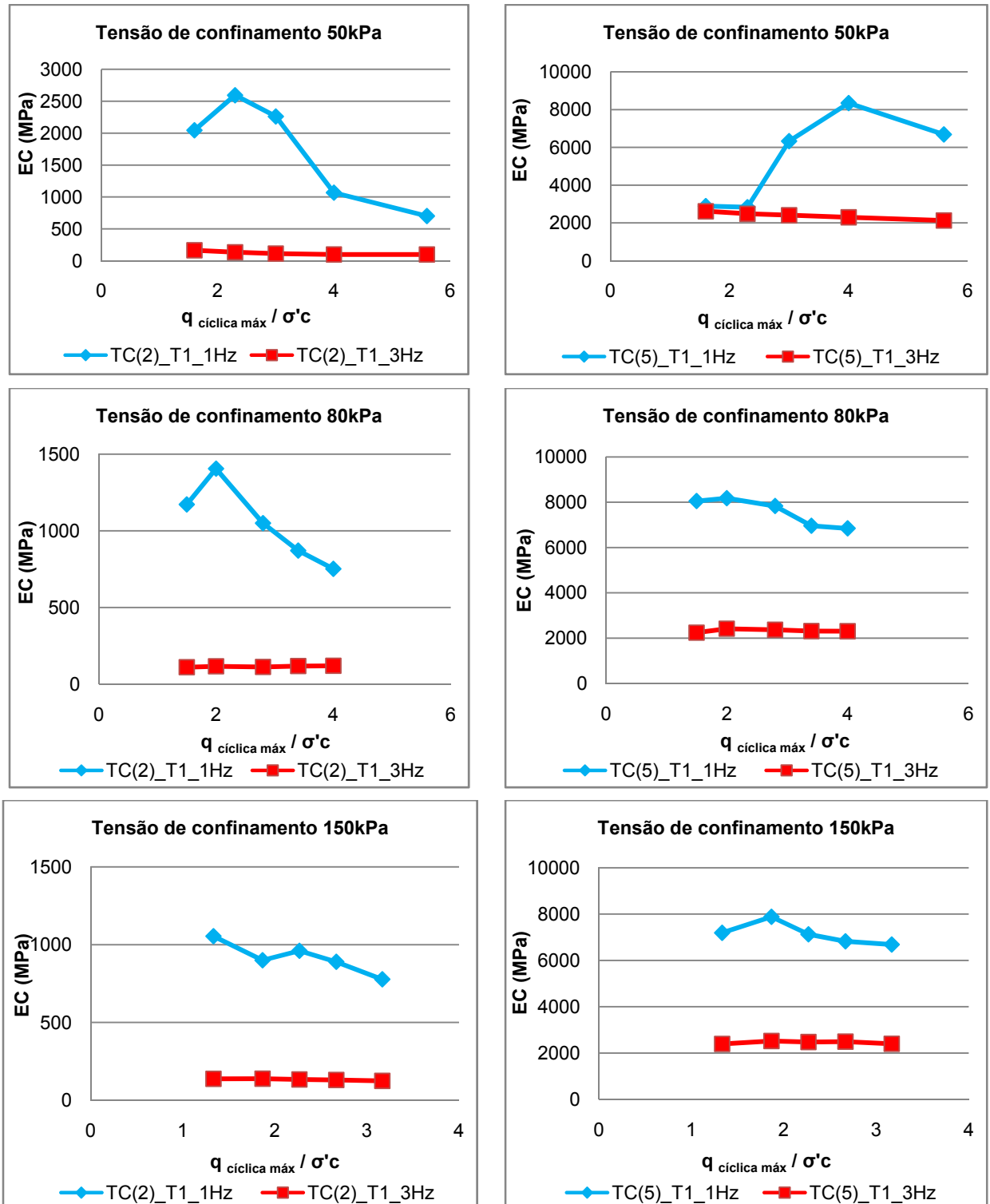


Figura 4.4- Representação da evolução do módulo resiliente associado ao LVDT 5 em função da razão $q_{\text{cíclica máx}} / \sigma'_c$

Deformação permanente e deformação resiliente associadas ao ensaio Tipo 1

Nas Figura 4.5 e Figura 4.6, apresenta-se a variação da deformação permanente dos diversos transdutores ao longo dos 20 000 ciclos associada à primeira fase do ensaio TC (2) T1 1Hz.

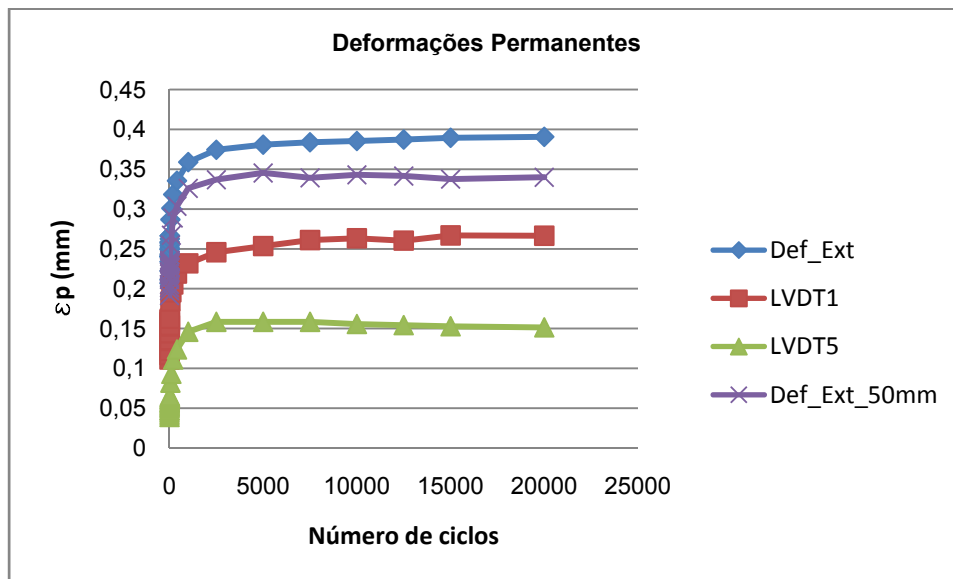


Figura 4.5 – Variação da deformação permanente em função do número de ciclos

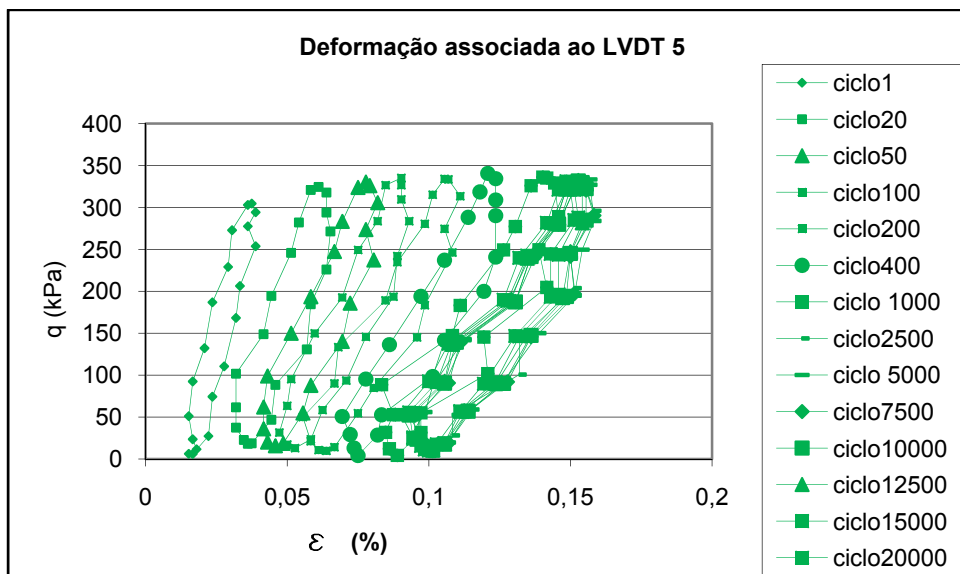


Figura 4.6 – Deformação permanente associada aos ciclos (TC (2) T1 1 Hz – 70 – 5- 340 kPa)

Como se pode ver ao analisar as Figura 4.5 e Figura 4.6, o objectivo de reduzir as deformações permanentes em cada ciclo foi alcançado, uma vez a partir dos 5 000 ciclos a deformação permanente tende a estabilizar.

As deformações permanentes associadas à imposição cíclica de 20 000 ciclos que caracteriza a primeira fase do ensaio tipo 1 encontram-se no Quadro 4.8.

Quadro 4.8 – Deformações permanentes nos ensaios tipo 1 para a primeira fase com 20 000 ciclos

Ensaio	Deformações Permanentes (%)			
	Def_Ext	LVDT1	LVDT5	Def_ext_50mm
TC (5) T1 1 Hz	0,006486	-0,061503	-0,017500	-0,009107
TC (5) T1 3 Hz	0,005804	-0,004747	0,012500	0,051956
TC (2) T1 1 Hz	0,043115	-0,023371	0,026237	0,029126
TC (2) T1 3 Hz	0,089629	0,071073	0,057551	0,071069

Os valores negativos não significam que os resultados estejam errados. Esse facto deve-se a uma certa instabilidade nos primeiros ciclos que provocam um certo ajuste dos LVDT's evidenciando uma falsa expansão do provete.

No que diz respeito às deformações permanentes obtidas para as restantes fases constituintes de cada ensaio, estas vieram confirmar que o condicionamento da primeira fase, a realização dos 20 000 ciclos foi eficaz uma vez que as deformações apresentadas são sensivelmente menores. Tal fenómeno é bem demonstrado para os ensaios de 1 Hz sendo que para 3 Hz o resultado não foi tão satisfatório. Os quadros com os valores das deformações permanentes das diversas fases de cada ensaio encontram-se no Anexo A3.

Tendo-se efectuado a avaliação dos módulos resilientes e das deformações permanentes, para se poder classificar o material como a norma sugere, recorre-se ao Quadro 4.2.

Ao analisar os limites estabelecidos pelo referido quadro, conclui-se que para os ensaios sujeitos a um teor em cimento igual a 5%, a amostra classifica-se como sendo da classe C₁. Para os provetes moldados com 2% de cimento, para uma frequência de 1 Hz, também se classifica como classe C₁, no entanto, para 3 Hz, os valores determinados encontram-se fora dos limites estabelecidos pela referida norma sugerindo uma classe inferior à classe C₃.

4.2.2.2 Ensaio tipo 2

Deformação permanente

Para a avaliação da deformação permanente, optou-se por elaborar um quadro resumo para cada ensaio e atribuir uma letra para cada fronteira de valores definido pela norma EN 13286-7:2004.

Optou-se por efectuar uma avaliação das deformações permanentes dos quatros transdutores utilizados, dando maior importância aos transdutores internos/ locais.

A letra A corresponde a valores menores que $0,045 \times 10^{-3}$, a letra B entre $0,045 \times 10^{-3}$ e $0,4 \times 10^{-3}$ e a letra C está associada a deformações superiores a $0,4 \times 10^{-3}$. Os quadros com os valores numéricos encontram-se no Anexo A3.

No ensaio TC (5) T2 1 Hz fixou-se o topo do provete à célula de carga e pistão da carga, aplicando-se um dispositivo (“*suction device*”), à semelhança das células do *stress-path*; mas ao fim da primeira etapa do ensaio conclui-se que esta não seria uma boa opção, uma vez que ao aplicar o vácuo o

provete levantava do pedestal. Parou-se o ensaio e removeu-se a aplicação do vácuo aplicando de novo o ensaio com carga pontual, voltando a repetir a primeira etapa do ensaio. No Quadro 4.9 apresentam-se os valores determinados para o referido ensaio.

Quadro 4.9 – Deformações permanentes do ensaio TC (5) T2 1 Hz

Deformação Permanente [$\epsilon(5\ 000)$ - $\epsilon(3\ 000)$]				
TC (5) T2 1 Hz	Def_Ext	LVDT1	LVDT5	Def_ext_50mm
40kPa_vácuo_5_100	A	B	A	A
40kPa_vácuo_5_240	A	A	A	A
40kPa_vácuo_5_360	A	A	A	A
40kPa_5_100	A	A	A	A
40kPa_5_240	A	A	A	A
40kPa_5_360	A	A	A	A
80kPa_5_200	A	A	A	A
80kPa_5_400	A	A	A	A
80kPa_5_600	A	A	A	A
150kPa_5_400	A	A	A	A
150kPa_5_500	A	A	A	A
150kPa_5_600	A	A	A	A

Ao analisar os resultados obtidos para o ensaio TC (5) T2 1Hz, segundo os parâmetros definidos pela norma , estes apresentam uma clara tendência de valores inferiores a 0.0045%, indicando que está na zona de *plastic shakedown*.

Relativamente ao ensaio TC (5) T2 3 Hz, como foi referido anteriormente, este parou porque havia necessidade de trocar o transdutor, na tensão de confinamento de 80 kPa para uma tensão de desvio de 600 kPa. Apenas se realizaram 191 ciclos, em vez dos 10 000 ciclos programados.

Quando se colocou a última fase do ensaio, substituiu-se o transdutor externo de 5 mm por um de 50 mm. Os resultados obtidos encontram-se no Quadro 4.10.

Quadro 4.10 - Deformações permanentes do ensaio TC (5) T2 3 Hz

Deformação Permanente [$\epsilon(5\ 000)$ - $\epsilon(3\ 000)$]				
TC (5) T2 3 Hz	Def_Ext	LVDT1	LVDT5	Def_ext_5/50mm
40kPa_5_100	A	B	A	A
40kPa_5_240	B	A	A	A
40kPa_5_360	A	A	A	A
80kPa_5_200	B	A	A	A
80kPa_5_400	A	A	A	A
80kPa_5_600	C	A	A	A
150kPa_5_400	B	B	A	A
150kPa_5_500	A	A	A	A
150kPa_5_600	A	A	A	A

Ao analisar o Quadro 4.10, verifica-se que este ensaio também segue a linha de tendência do ensaio TC (5) T2 1 Hz, apresentando um claro comportamento do tipo *plastic shakedown*.

Relativamente aos ensaios realizados para uma dosagem de 2% de cimento, os resultados obtidos encontram-se nos Quadro 4.11 e Quadro 4.12.

Quadro 4.11 - Deformações permanentes do ensaio TC (2) T2 1 Hz

Deformação Permanente [$\epsilon(5\ 000)$ - $\epsilon(3\ 000)$]				
TC (2) T2 1 Hz	Def_Ext	LVDT1	LVDT5	Def_ext_50mm
40kPa_5_100	A	A	A	A
40kPa_5_240	A	A	A	A
40kPa_5_360	B	A	A	A
80kPa_5_200	A	A	A	A
80kPa_5_400	A	B	A	A
80kPa_5_600	B	B	B	B
150kPa_5_400	A	A	A	A
150kPa_5_500	A	A	A	A
150kPa_5_600	A	A	A	A

Quadro 4.12 - Deformações permanentes do ensaio TC (2) T2 3 Hz

Deformação Permanente [$\epsilon(5\ 000)$ - $\epsilon(3\ 000)$]				
TC (2) T2 3 Hz	Def_Ext	LVDT1	LVDT5	Def_ext_50mm
40kPa_5_100	A	A	A	A
40kPa_5_240	B	B	A	B
40kPa_5_360	B	A	B	B
80kPa_5_200	B	A	A	A
80kPa_5_400	B	B	B	B
80kPa_5_600	Ensaio parou nos 3426 ciclos por limite do LVDT ext. 50mm			
150kPa_5_400	O ensaio não se realizou pois o provete rompeu			
150kPa_5_500	O ensaio não se realizou pois o provete rompeu			
150kPa_5_600	O ensaio não se realizou pois o provete rompeu			

Relativamente aos Quadros 4.11 e 4.12, pode-se concluir que para níveis de tensão maiores, estes atingem o patamar definido pela letra B, ou seja, apresentam resultados para deformações compreendidas entre os 0,0045% e os 0,04%.

Comparando a evolução da deformação permanente ao longo dos ciclos, tal como o sugerido pela norma na Figura 4.1, pode-se concluir que a linha de tendência obtida é semelhante à definida na referida figura como ponto 2 (gama A). Pode-se confirmar a linha de tendência ao analisar a Figura 4.7.

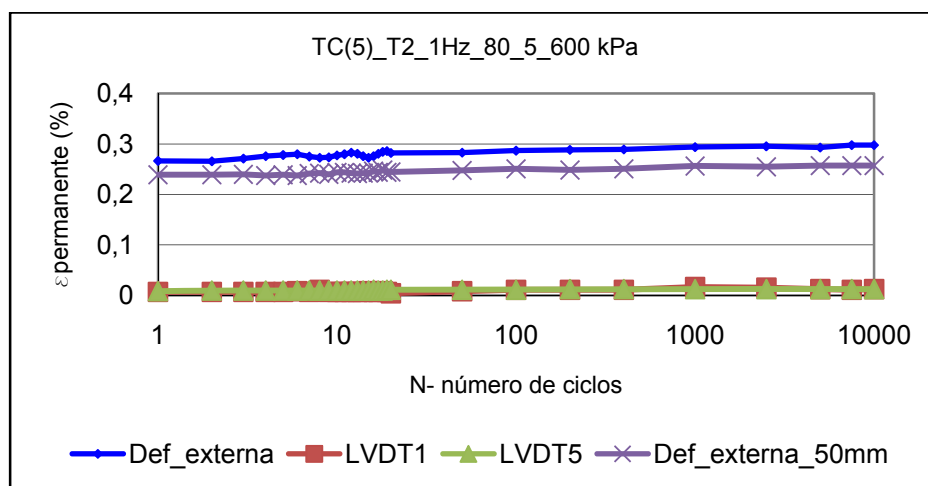


Figura 4.7 – Variação da deformação permanente em função do número de ciclos do ensaio TC(5)_T2_1Hz_80_5_600 kPa

Avaliando o comportamento dos ensaios do tipo 2 sem ser à luz da norma, verifica-se que à medida que se aumenta o nível de tensão cíclica de desvio, para uma mesma tensão de confinamento, a deformação permanente correspondente aos 10 000 ciclos também aumenta. Para a primeira tensão de confinamento (40 kPa), a deformação permanente associada ao transdutor LVDT1 apresenta uma deformação negativa, mas com o decorrer do ensaio e com o aumento da deformação permanente os valores passam a ser positivos. Tal pode ser verificado nas figuras que se encontram no Anexo A4.

Nas Figura 4.8 apresenta-se um exemplo para a tensão de confinamento de 80 kPa e para a tensão de desvio 600 kPa.

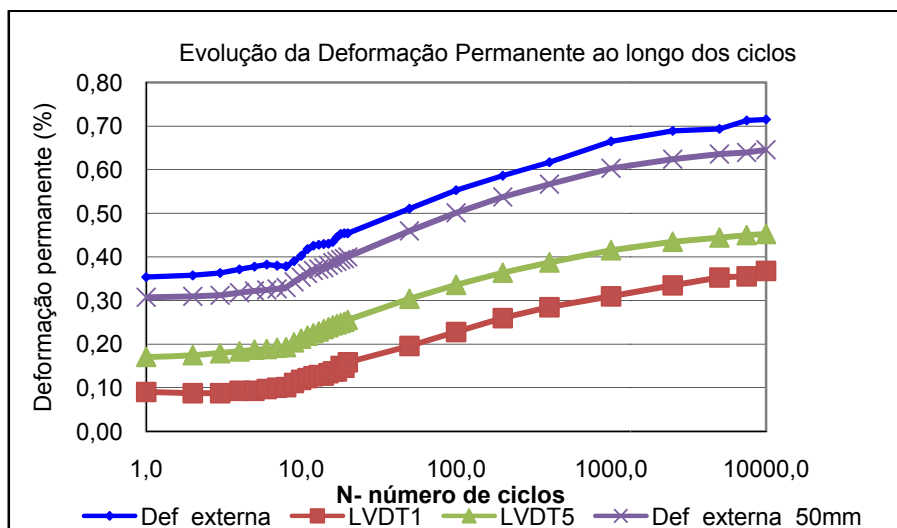


Figura 4.8 – Evolução da deformação permanente ao longo dos ciclos (TC (2) T2 1Hz – 80_5_600kPa)

Ao analisar a Figura 4.8 verifica-se um crescimento acentuado nos primeiros ciclos, mas à medida que o número de ciclos aumenta, a deformação permanente tende a crescer menos, sugerindo uma estabilização.

Na Figura 4.9, apresenta-se a evolução da deformação permanente em função da tensão de desvio.

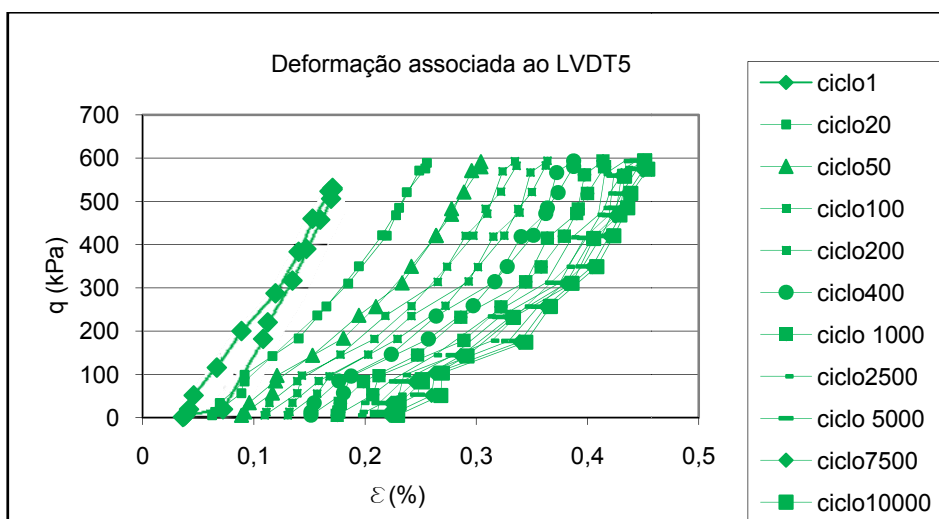


Figura 4.9– Deformação Permanente ao longo dos ciclos (TC (2) T2 1Hz – 80_5_600kPa)

Como se pode verificar, à medida que os ciclos aumentam, a deformação também aumenta tendendo a estabilizar para os últimos ciclos.

Um aspecto importante de salientar é o decréscimo do módulo resiliente à medida que a tensão de desvio aumenta com a tensão de confinamento permanecendo constante (Figura 4.10 e Figura 4.11). Tal dever-se-á a uma crescente degradação do material com a amplitude dos carregamentos cíclicos.

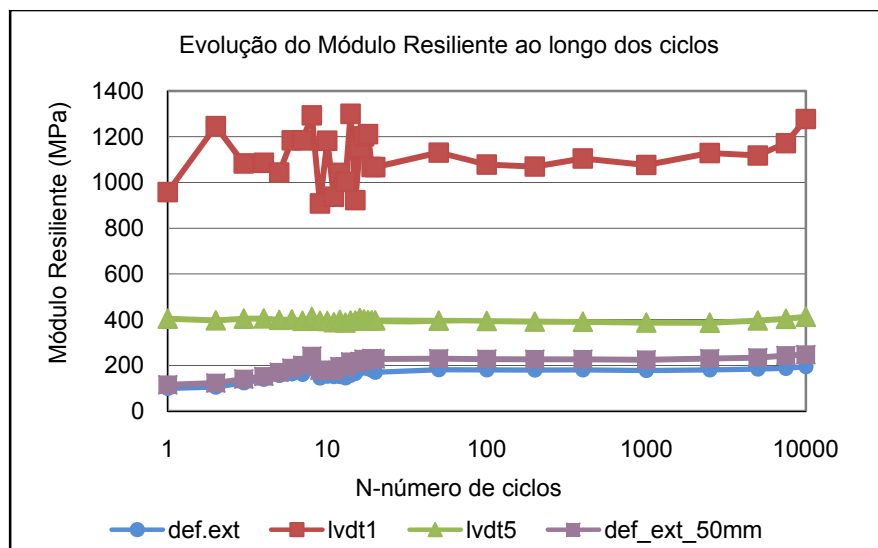


Figura 4.10 – Evolução do Módulo Resiliente ao longo dos ciclos (TC (2) T2 1Hz – 80_5_400kPa)

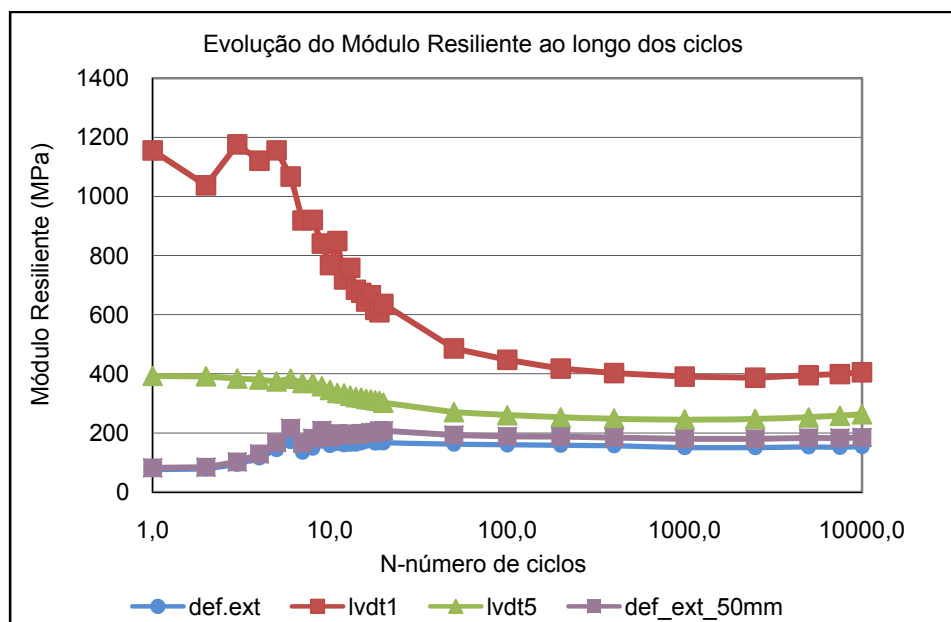


Figura 4.11- Evolução do Módulo Resiliente ao longo dos ciclos (TC (2) T2 1Hz – 80_5_600kPa)

No Anexo A4, apresentam-se a título de exemplo, os gráficos obtidos para o ensaio TC (5) T2 1Hz, ilustram-se o comportamento do módulo resiliente em função do número de ciclos, a evolução da deformação permanente e da deformação resiliente igualmente em função do número de ciclos.

Também no Anexo A4, a variação dos transdutores (LVDT1 e LVDT5) é ilustrada em função da tensão de desvio.

4.2.3. CARACTERIZAÇÃO DOS CICLOS

A forma das curvas em histerese varia, dependendo principalmente do tipo de dosagem de cimento e do tipo de frequência aplicada.

Nas Figura 4.12 e Figura 4.13 apresenta-se um exemplo de uma má e de uma boa leitura obtida por um transdutor.

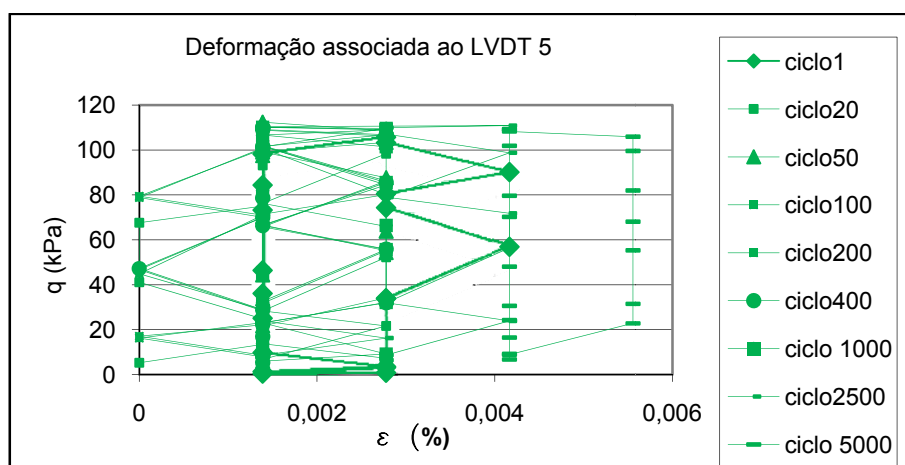


Figura 4.12 – Exemplo de uma leitura mal efectuada (ensaio TC (5) T1 1 Hz - 50_5_115 kPa)

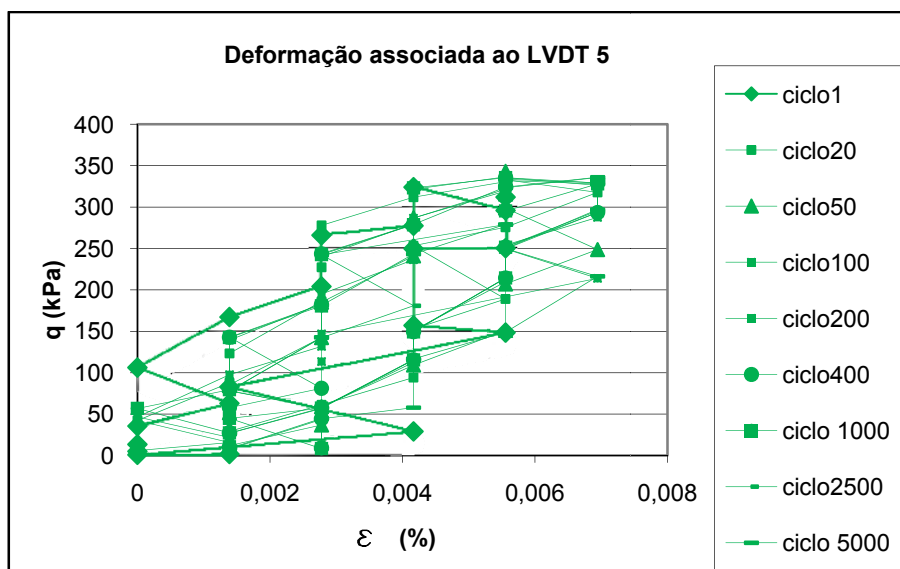


Figura 4.13- Exemplo de uma leitura bem efectuada (ensaio TC (5) T1 1 Hz - 150_5_340 kPa)

Verifica-se que na Figura 4.12 o transdutor apresenta uma gama de leitura pequena não realizando curvas em histerese. Na Figura 4.13 consegue-se visualizar as histereses das curvas correspondentes aos ciclos. Em geral, os LVDT's lêem melhor quando o nível de tensão é mais elevado provocando

maiores deformações uma vez que deformações muito pequenas ficam abaixo da resolução destes equipamentos.

Relativamente à histerese dos ciclos, existem diferenças entre os ciclos realizados com 5% e 2% de cimento, assim como também há uma distinção entre as diferentes frequências.

Para o ensaio TC (5) T1 1 Hz, na generalidade dos ciclos obtidos, o seu comportamento é semelhante ao apresentado na Figura 4.13. No que se refere ao mesmo ensaio mas com um teor de cimento igual a 2%, os ciclos obtidos encontram-se na Figura 4.14.

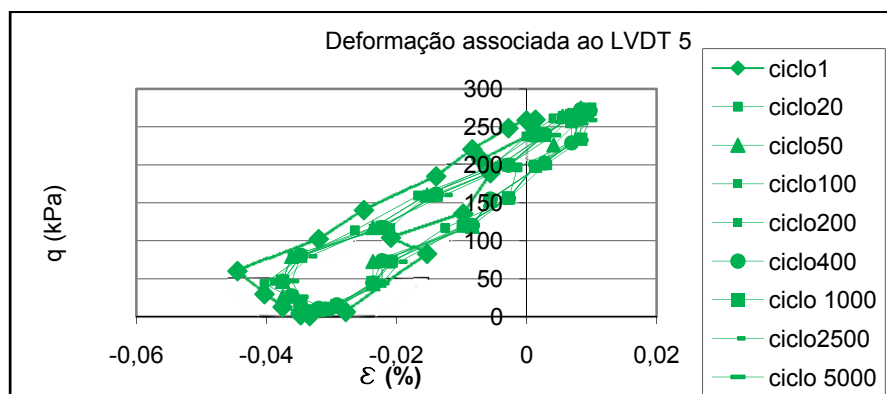


Figura 4.14 – Ciclos associados ao ensaio TC (2) T1 1 Hz - 50_5_280 kPa

Ao comparar as Figura 4.13 e Figura 4.14 conclui-se que para a mesma frequência mas com teores de cimento diferentes, há diferenças na histerese, havendo um claro aumento de deformabilidade para menores taxas de cimento.

Relativamente à alteração da frequência, na Figura 4.15 e na Figura 4.16 apresentam-se os ciclos obtidos para a mesma tensão de desvio e para a mesma tensão de confinamento.

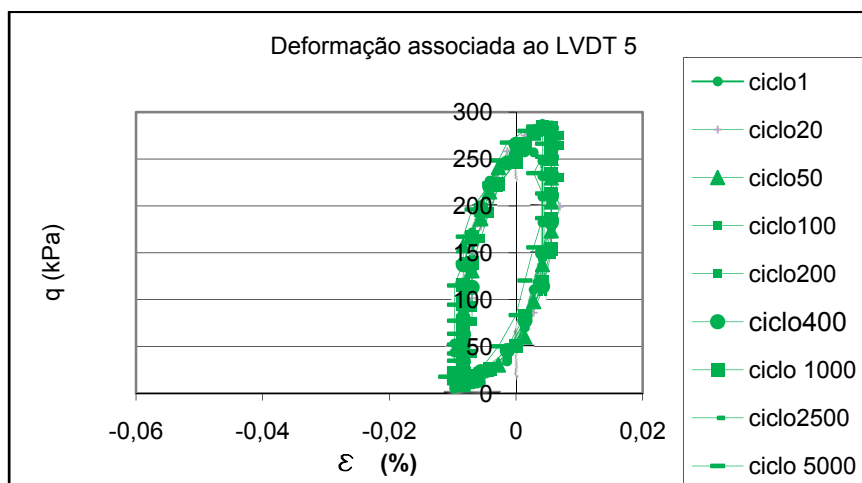


Figura 4.15 - Ciclos associados ao ensaio TC (5) T1 3 Hz - 50_5_280 kPa

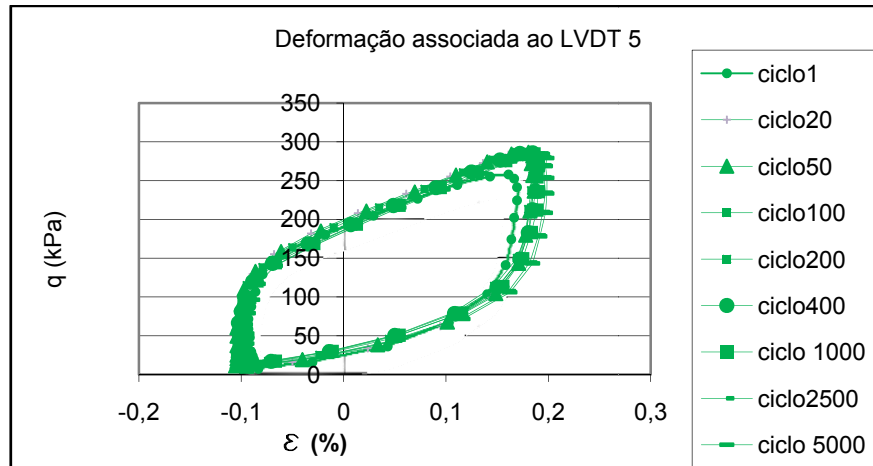


Figura 4.16 - Ciclos associados ao ensaio TC (2) T1 3 Hz - 50_5_280 kPa

Como se pode concluir ao analisar as figuras correspondentes à frequência de 1 Hz (Figura 4.13 e Figura 4.14), a histerese que as caracteriza é significativamente inferior às obtidas para 3 Hz (Figura 4.15 e Figura 4.16).

4.2.4. TRAJECTÓRIA DE TENSÕES

Os ensaios foram representados na trajectória de tensões por $p' - q$. A trajectória de um único ciclo correspondente ao ensaio TC (2) T1 1 Hz encontra-se ilustrada na Figura 4.17.

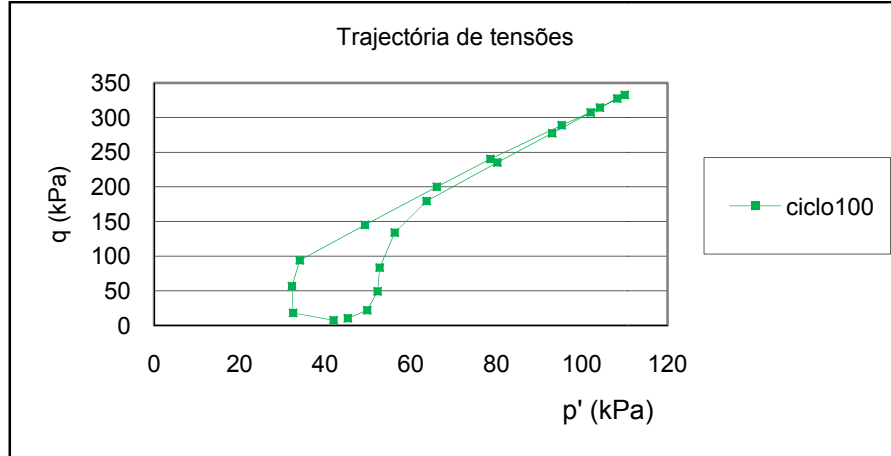


Figura 4.17- Trajectória de tensões (ciclo 100) do ensaio TC (2) T1 1 Hz

Ao analisar a Figura 4.17, verifica-se que quando há uma descarga, a trajectória tem tendência a formar uma “barriga”. Se o ensaio fosse drenado, a ilustração obtida da trajectória seria uma recta. A justificação para a formação da “barriga” é explicada pelo excesso de pressão neutra.

Na Equações 4.4 e 4.5 apresenta-se a fórmula utilizada para a determinação do p' e do q .

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \quad (4.4)$$

$$q = \frac{F}{A} \quad (4.5)$$

Em que:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + q \quad (4.6)$$

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - \mu \quad (4.7)$$

No início da formação da trajectória, a parcela q aumenta mas a p' diminui devido ao excesso de pressão neutra. A parcela da σ'_3 tem um peso mais elevado do que σ'_1 , uma vez que a força ainda é baixa. À medida que o peso da parcela σ'_1 aumenta, deixa-se de notar a influência do excesso de pressões neutras pois a referida parcela assume valores muito mais elevados. Aquando do início da descarga, a influência σ'_1 ainda é elevada, daí a formação da trajectória se assemelhar com uma recta, à medida que a força decresce a influência do excesso de pressão neutra torna a ser mais importante, acabando o ciclo sem a influência do excesso de pressão neutra.

No decorrer dos ensaios, as trajectórias obtidas foram muito distintas. Nas Figura 4.18, Figura 4.19, Figura 4.20 e Figura 4.21 apresentam-se as trajectórias obtidas para a mesma tensão de confinamento e tensão de desvio, o que varia entre eles é o teor de cimento e as frequências aplicadas.

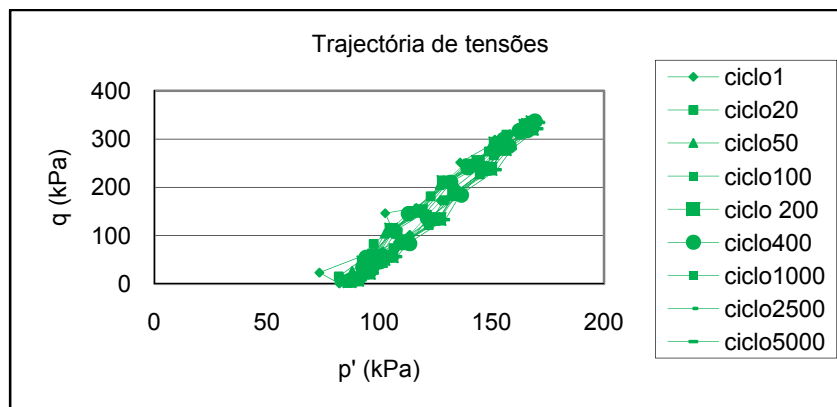


Figura 4.18 – Trajectória de tensões TC (5) T1 1Hz – 100_5_340 kPa

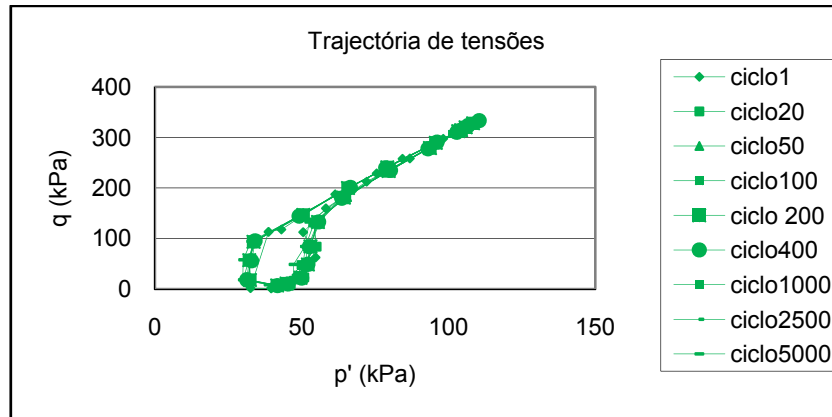


Figura 4.19 - Trajectory of stresses TC (2) T1 1Hz – 100_5_340 kPa

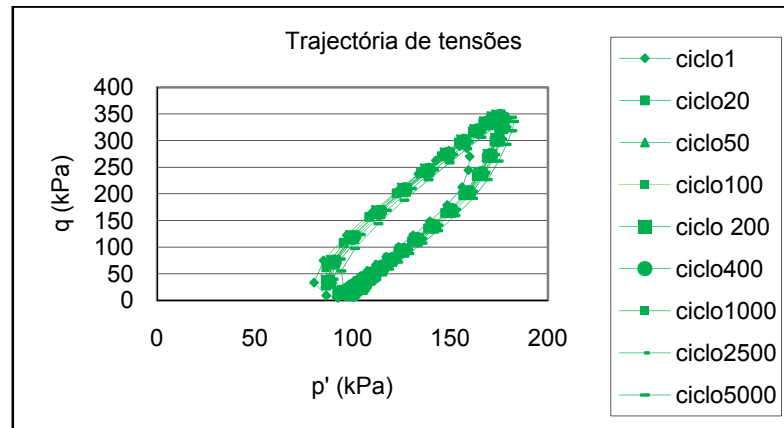


Figura 4.20 - Trajectory of stresses TC (5) T1 3Hz – 100_5_340 kPa

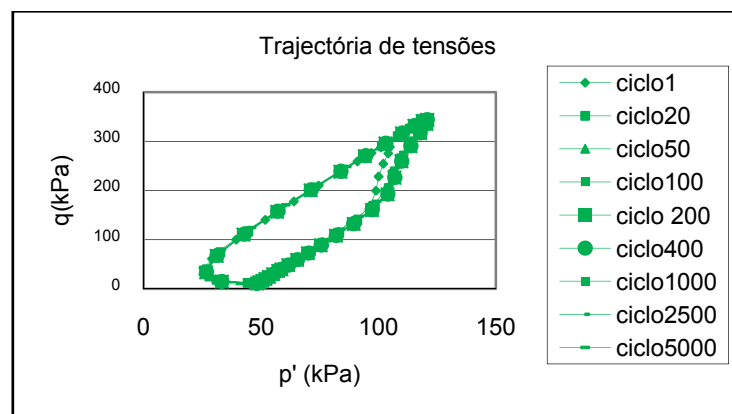


Figura 4.21 - Trajectory of stresses TC (2) T1 3Hz – 100_5_340 kPa

Pode-se concluir que os provetes com uma dosagem de 5% de cimento oferece maior resistência à entrada da água do que os 2% pois a influência do excesso de pressão neutra não é tão notória.

Relativamente às frequências, os ensaios sujeitos a 3 Hz como sofrem uma maior excitação, o excesso de pressão neutra vai ser mais relevante para todos os níveis de carga.

Estes gráficos evidenciam ainda histereses mais significativas para 2% de cimento e 3 Hz denotando uma acumulação de trabalho plástico, ou seja, maior degradação.

As mesmas conclusões aplicam-se para as trajectórias correspondentes aos ensaios do tipo 2, como se pode ver nas Figura 4.22, Figura 4.23, Figura 4.24 e Figura 4.25.

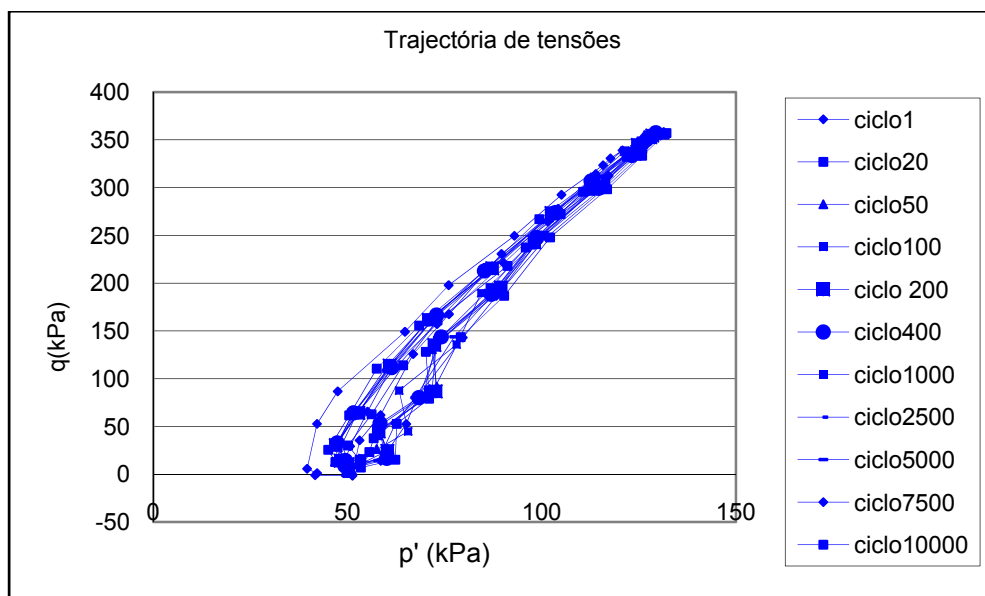


Figura 4.22 - Trajectória de tensões TC (5) T2 1Hz – 40_5_360 kPa

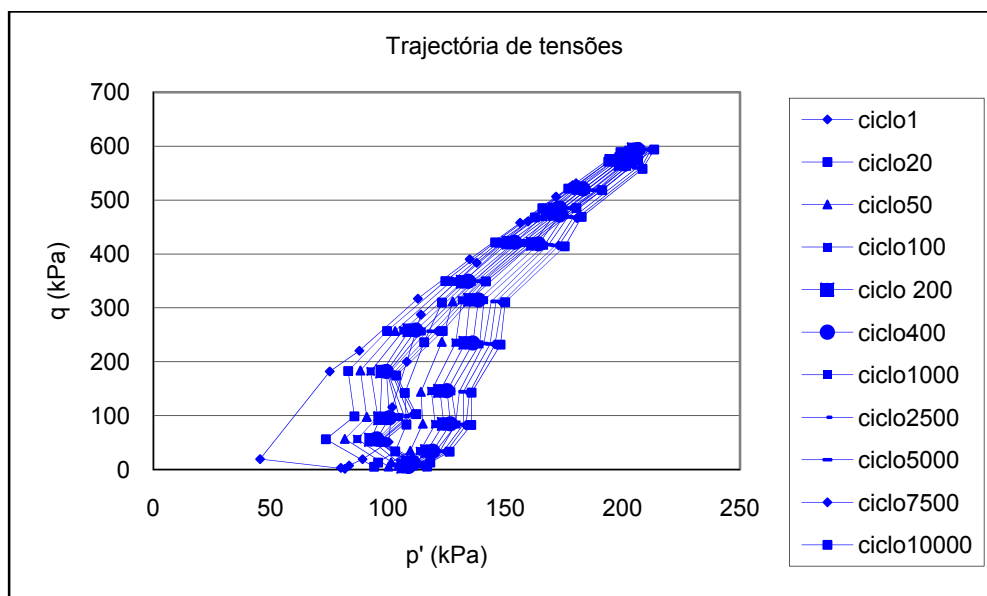


Figura 4.23 - Trajectória de tensões TC (2) T2 1Hz – 40_5_360 kPa

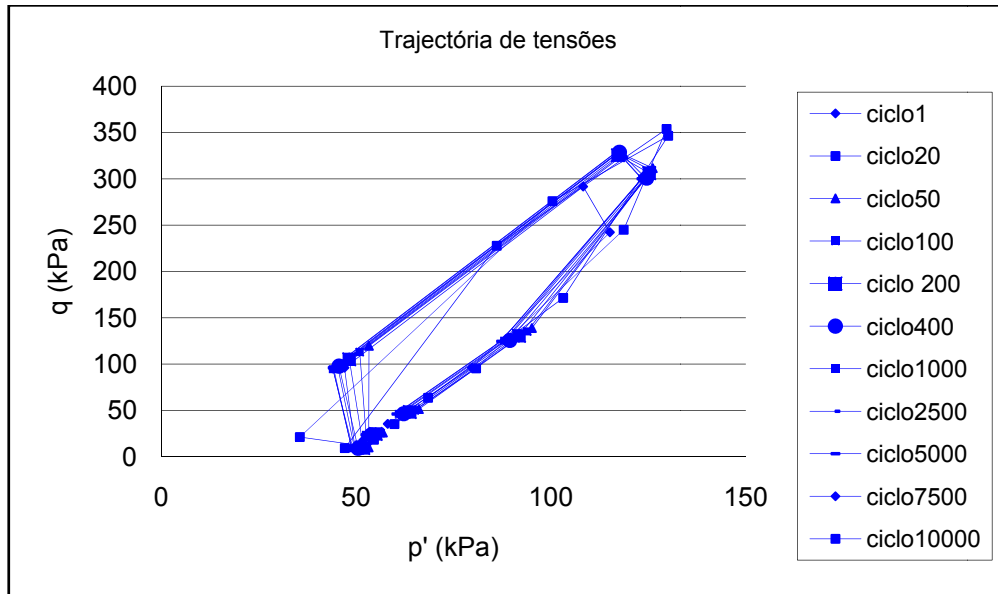


Figura 4.24- Trajectory of stresses TC (5) T2 3Hz – 40_5_360 kPa

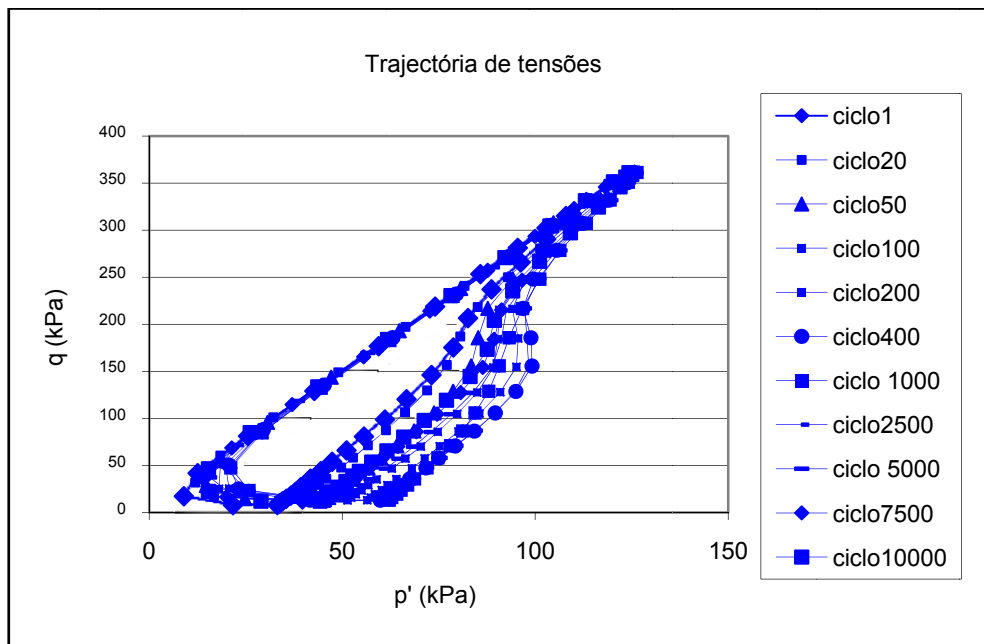


Figura 4.25- Trajectory of stresses TC (2) T2 3Hz – 40_5_360 kPa

No ensaio TC (5) T2 3 Hz, por lapso, a taxa de aquisição foi de 20 Hz, em vez dos 60 Hz. Efeito deste erro foi o número de pontos adquiridos para cada ciclo. Em vez de se obter os 20 pontos por ciclo, adquiriram-se 20/3 pontos por ciclo. Como consequência, os ciclos não ficam bem definidos, condicionando assim os gráficos obtidos, como se pode analisar na Figura 4.24.

4.2.5. ROTURA DO PROVETE NO ENSAIO TC (2) T2 3 Hz

No ensaio TC (2) T2 3 Hz, durante a tensão de confinamento de 80 kPa e na última fase que a caracteriza, o provete entrou em rotura. Esse fenómeno pode ser justificado pelo posicionamento do provete. Quando se iniciou o ensaio, verificou-se que o provete aquando da sua montagem tinha ficado desviado do pedestal. Tal deve ser confirmado em ensaios futuros.

Na Figura 4.26, apresenta-se a variação da deformação do provete ao longo do tempo.

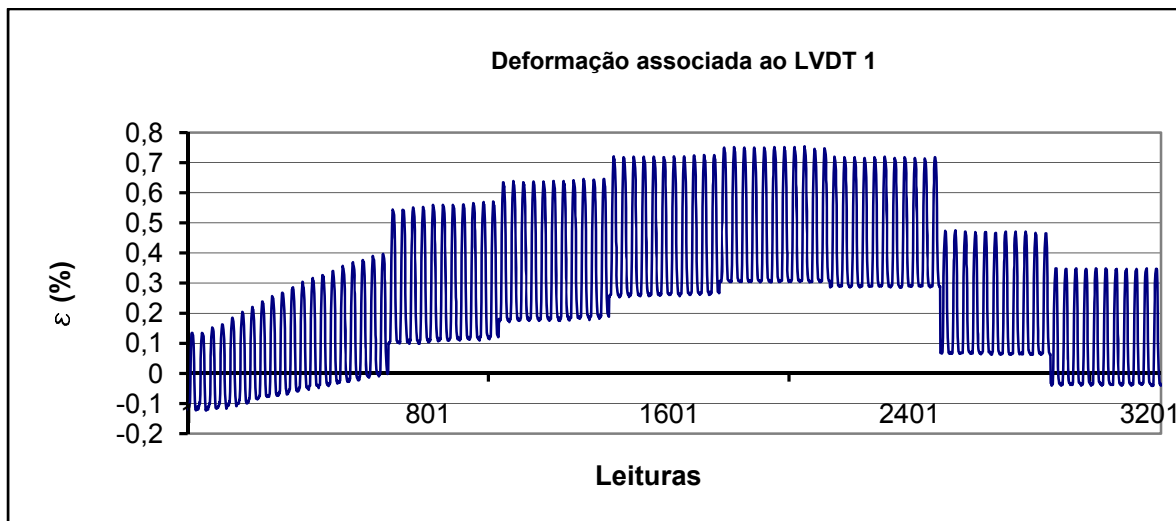


Figura 4.26 - Variação da deformação do provete ao longo do tempo (TC (2) T2 3 Hz – 80_5_600 kPa)

Ao analisar a Figura 4.26, verifica-se que o provete rompeu perto da leitura 2450, que corresponde ao ciclo 1 000 da terceira fase da tensão de confinamento de 80 kPa.

4.3 ENSAIOS À COMPRESSÃO SIMPLES

4.3.1.1 Introdução

Realizaram-se ensaios à compressão simples com o objectivo de determinar a resistência à compressão simples de diversos provetes em função dos dias de cura. O teor de cimento escolhido para a realização dos referidos ensaios foi de 5% de cimento, com um teor em água de 12%.

Os dias de cura escolhidos para realizar a comparação das resistências foram os 4 dias, os 7 dias, os 14 dias e os 28 dias. Após a realização dos ensaios prepararam-se os provetes para a medição da sucção de forma a avaliar se esta teria algum significado na resistência dos provetes.

Os provetes sujeitos aos ensaios cíclicos, também foram sujeitos ao ensaio à compressão simples para se poder analisar a sua resistência depois de sujeitos às cargas cíclicas.

4.3.1.2 Resistência à compressão simples

Os valores obtidos para os ensaios à compressão simples no âmbito da avaliação dos dias de cura encontram-se no Quadro 4.13.

Quadro 4.13 – Resultados obtidos para o ensaio à compressão simples consoante o número de dias de cura

Ensaio	Condições de Moldagem				Condição Rotura	
	γ (kN/m ³)	w (%)	e	η (%)	F _r (kN)	q _u (kPa)
C _s (5) 4 dias	16,97	12,00	0,57	36,12	7,72	1949,89
C _s (5) 7 dias	16,97	12,00	0,59	37,24	7,84	1980,20
C _s (5) 14 dias	16,97	12,00	0,59	37,35	8,74	2207,52
C _s (5) 28 dias	16,97	12,00	0,57	36,38	10,32	2606,59

Como se pode ver ao analisar o Quadro 4.13, a resistência à compressão simples para os 4 dias e para os 7 dias apresenta valores muito semelhantes. A escolha de realizar os ensaios cíclicos aos 7 dias de cura teve como base ensaios realizados por Lopes (2007) com provetes com um teor de cimento de 3%. Pode-se concluir que para provetes com uma percentagem de cimento igual a 5%, o tempo de cura aplicado pode ser os 4 dias. No entanto é de salientar que a resistência aumenta com os dias de cura, como se pode ver na Figura 4.27.

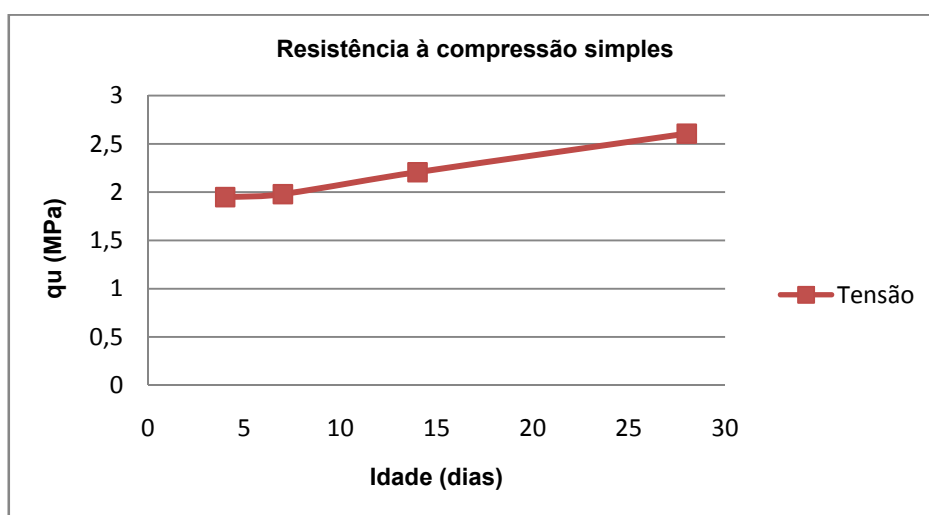


Figura 4.27 – Variação da resistência à compressão simples em função dos dias de cura (variação linear)

No que diz respeito à sucção determinada, encontram-se no Quadro 4.14 e no Quadro 4.15 os teores em água determinados para os provetes e para o papel de filtro Whatman número 42.

Quadro 4.14 – Teor em água dos provetes sujeitos à medição da sucção

Teor em água dos provetes						
	Cs (5) 28 dias		Cs (5) 14dias		Cs (5) 4dias	
p ₁	29,47	28,84	28,52	28,84	28,41	29,82
p ₂	90,97	61,59	88,95	82,23	106,45	66,58
p ₃	82,39	57,00	80,75	74,64	95,56	61,27
w(%)	16,21	16,32	15,70	16,57	16,22	16,88
w (médio)	16,27		16,14		16,55	

Quadro 4.15 – Teor em água do papel de filtro

Teor em água do papel de filtro						
	Cs (5) 28 dias		Cs (5) 14dias		Cs (5) 4dias	
p ₁	35,265	30,828	30,947	33,359	35,261	30,826
p ₂	35,513	30,979	31,136	33,5	35,452	30,959
p ₃	35,39	30,91	31,048	33,431	35,347	30,892
w (%)	98,40	88,75	87,13	95,83	122,09	101,52
w (médio)	93,57		91,48		111,80	

Ao analisar o Quadro 4.15 verifica-se que o teor em água é superior a 47%, logo aplica-se a Equação 3.3 para se determinar a sucção associada a cada provete.

No Quadro 4.16 apresentam-se os valores obtidos para a sucção (S) assim como a razão entre a sucção e resistência à compressão simples.

Quadro 4.16 – Valores determinados para a sucção

Ensaio	W (%)	q _u (kPa)	S (kPa)	S /q _u (%)
Cs (5) 4 dias	93,57	1949,89	14,51	0,74
Cs (5) 14 dias	91,58	2207,52	15,34	0,69
Cs (5) 28 dias	111,80	2606,59	9,33	0,34

A imersão dos provetes 24 horas em água mostrou ser um método eficaz para minimizar a influência da sucção na resistência dos provetes ensaiados à compressão simples. A sucção quando comparada com a resistência à compressão simples obtida no ensaio, apresenta valores muito reduzidos, não representando 1% da tensão de rotura.

Relativamente aos provetes provenientes dos ensaios cíclicos os resultados obtidos encontram-se no Quadro 4.17.

Quadro 4.17 – Força de rotura

Ensaio	F _r (kN)	Ensaio	F _r (kN)
TC (5) T1 3Hz	9,89	TC (2) T1 3Hz	3,28
TC (5) T1 1Hz	9,56	TC (2) T1 1 Hz	3,96
TC (5) T2 3Hz	9,91	TC (2) T2 3Hz	-
TC (5) T2 1Hz	11,01	TC (2) T2 1Hz	4,39

Nota: O ensaio TC (5) T2 3Hz não foi sujeito ao ensaio de compressão uniaxial, pois durante o ensaio cíclico entrou em rotura para uma tensão de confinamento de 80 kPa.

Pode-se concluir ao analisar o Quadro 4.17 que os provetes com um teor em cimento superior apresentam maior resistência à compressão simples. A relação média entre os dois é de duas vezes mais resistente os provetes com 5% de cimento em relação aos provetes de 2% de cimento. Esta observação corrobora os resultados obtidos por Vitali (2008) apresentados anteriormente em que para os ratios $V_v/V_c^{0,21}$ com que foram moldados os provetes, a resistência à compressão simples obtida foi de 800 kPa e 2000 kPa respectivamente para os provetes de 2% e 5% de cimento.

5

CONCLUSÕES

5.1 ENSAIO TIPO 1

A partir das interpretações dos ensaios, pode-se concluir alguns aspectos relevantes, que constituíram objectivo deste trabalho.

No que se refere ao módulo resiliente, para provetes moldados com um teor em cimento de 5%, verificou-se que o referido módulo é bastante superior comparativamente ao dos provetes de 2%.

Aplicando a mesma dosagem de cimento mas sujeitando o provete a frequências diferentes, para um maior valor destas, os módulos decrescem.

Relativamente às deformações permanentes, o carregamento imposto na primeira fase do ensaio, atingiu o objectivo pretendido, ou seja, eliminou, quase na totalidade, as deformações permanentes. Esse efeito foi confirmado nas fases seguintes que caracterizam o ensaio, pois a ordem de grandeza obtida é bastante inferior, com valores muito moderados, típicos de materiais muito rígidos em comportamento elástico ou quasi-elástico.

A classificação do material segundo a norma EN 13286-7:2004, para um teor em cimento de 5%, pode-se classificar o material como sendo um C₁, assim como para a dosagem de 2% que, se a frequência utilizada for de 1 Hz, também se classifica como tipo C₁; porém, para a maior frequência (3 Hz), não foi possível classificar o material, uma vez que os valores apresentados encontram-se fora dos limites estabelecidos pela referida norma, sugerindo até uma classe inferior, às aí estipuladas.

5.2 ENSAIO TIPO 2

O principal objectivo da aplicação dos ensaios do tipo 2 é a avaliação das deformações permanentes. Aplicando a norma EN 13286-7:2004, para os ensaios sobre os provetes com um teor em cimento de 5%, conseguiu-se definir uma linha de tendência. Essa tendência traduz-se num comportamento do tipo *plastic shakedown*. Relativamente aos ensaios sujeitos a um teor de 2% em cimento, para níveis de tensão superiores, estes apresentam um comportamento equivalente ao comportamento *plastic creep* referido na norma.

Avaliando o comportamento dos ensaios do tipo 2 sem ser à luz da norma, verifica-se que, à medida que se aumenta o nível de carga (ou seja, da tensão cíclica de desvio) para uma mesma tensão de confinamento, a deformação permanente correspondente aos 10 000 ciclos também aumenta.

Os módulos resilientes, tal como acontece para o ensaio do tipo 1, crescem para taxas de cimento mais elevadas.

5.3 CARACTERIZAÇÃO DOS CICLOS

A forma das curvas histeréticas vai variar em função do teor em cimento e da frequência a que a mistura vai estar sujeita.

Nos provetes sujeitos à mesma frequência mas com percentagem diferente de cimento, verifica-se uma maior deformabilidade e consequentemente maior histerese em cada ciclo, para menores teores em cimento, assim como para provetes com igual percentagem de cimento, em que a histerese é menor para frequências de 1 Hz do que para 3 Hz.

5.4 TRAJECTÓRIA DE TENSÕES

Os provetes moldados com uma percentagem de 5% de cimento, oferecem uma maior resistência à entrada da água do que os moldados com apenas 2% de cimento, verificando-se que a trajectória de tensões tem um formato em “barriga”. Este formato é justificado pelo excesso de pressões neutras, uma vez que os ensaios realizados foram não drenados, que está por sua vez associado a uma maior plastificação do seu comportamento.

Para os ensaios sujeitos a uma frequência de 3 Hz, como os provetes sofrem uma maior solicitação de teor dinâmico, o excesso de pressão neutra vai ser mais relevante para todos os níveis de carga.

5.5 ENSAIOS À COMPRESSÃO SIMPLES

Comparando a resistência à compressão simples obtida nos ensaios, pode-se concluir que os provetes com um teor em cimento de 5% apresentam uma maior resistência do que os provetes moldados para uma dosagem de 2% de cimento.

A imersão dos provetes em água nas 24 horas que antecedem o ensaio provou ser uma boa técnica para evitar o efeito da sucção. A sucção medida correspondeu a menos de 1% da tensão de rotura.

Na avaliação do tempo de cura, verificou-se que provetes com curas de 4 dias e de 7 dias, a resistência é muito semelhante; no entanto é de referir que ao longo do tempo, a resistência aumenta.

5.6 TRABALHOS FUTUROS

O trabalho realizado integra-se numa série de estudos de uma das linhas de investigação do CEC (Centro de Estudos da Construção), liderada pelo orientador deste trabalho, em particular, nos que estão a ser realizados para a dissertação de Doutoramento de Rios Silva (2010), na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. O principal objectivo será o de criar um modelo do comportamento cíclico e dinâmico de saibros estabilizados sob tensão com ligantes hidráulicos.

Sugere-se que para trabalhos futuros, deve-se seguir a metodologia do ensaio tipo 2, com um maior número de ciclos, para verificar a tendência da estabilização da deformação permanente, assim como, também se deve aumentar o número de fases sujeitas a tensões de confinamento maiores e tensões cíclicas de desvio mais elevadas.

A realização de um quadro com os diferentes parâmetros de ajuste do *software*, para amostras distintas, era uma mais-valia, para evitar, no início de cada e de todos os ensaios cíclicos, a necessidade de fazer o ajuste da máquina.

BIBLIOGRAFIA

- Carbelon, R. C. (2008). *Reforço no solo com cimento, para plataforma de comboios de alta velocidade*. Dissertação de Doutoramento. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.
- Costa, F. G. C (2008). *Desenvolvimento de um sistema automático para a monitorização e controlo de ensaios triaxiais de solos*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Consoli, N. et al (2007). *Key parameters for strength control of artificially cemented soils*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Fevereiro de 2007 página 197-205,
- Cristelo, N. (2001). *Estabilização de solos residuais graníticos através da adição de cal*. Dissertação de Mestrado. Universidade do Minho
- Foppa, D. (2005). *Análise de Variáveis-Chave no controle da Resistência Mecânica de Solos Artificialmente Cimentados*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.
- Foppa, D. et al, (2007). *Variáveis -chave no controle da resistência mecânica de misturas solo-cimento, nº109*. Revista Luso – Brasileira de Geotecnia, Março de 2007, página 25-42, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Associação Brasileira de Mecânica dos solos e Engenharia Geotécnica E Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, Lisboa, Portugal e São Paulo, Brasil.
- Fortunato, E. M. C (2005). *Renovação de plataformas rodoviárias. Estudos relativos à capacidade de carga*. Dissertação de Doutoramento. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Freitas, F. (2006). *Prensa de Ensaio Triaxiais Cíclicos. (Accionamento hidráulico, controlo por computador). Manual Técnico*. Unidade de Automação Industrial. Instituto de Engenharia Mecânica, Pólo FEUP.
- Ishizuka, Y., Abe, T., Koyama, H. & Komura, S., (1993). *Effects of strain rate and frequency on fatigue strength of rocks*. Proc. of JSCE. N°469, pp.15-24
- Li, D. and Selig, E.T., (1994). Resilient Modulus for Fine-Grained Subgrade Soils. Journal of Geotechnical Engineering, 120(6): 939-957.
- Li, D. and Selig, E.T., (1996). *Cumulative Plastic Deformation for Fine-Grained Subgrade Soils*. Journal of Geotechnical Engineering, 122(12): 1006-1013.
- LCPC / SETRA (1992). *Construção de aterros e de leitos de pavimentos* (Fascículo I – Princípios gerais; Fascículo II – Anexos Técnicos)
- LCPC / SETRA(1992). *Conception et dimensionnement des structures de chaussée*. Guide Technique.
- LNCE E 196 (1967). *Solos. Análise Granulométrica*. Especificação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- LNCE E 197 (1972). *Solo-Cimento. Ensaio de Compactação*. Especificação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- LNCE E 264 (1972). *Solo-Cimento. Ensaio de Compactação*. Especificação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Lopes, A.U.S (2007). *Reforço no solo com cimento, para plataforma de comboios de alta velocidade*. Relatório de actividades de estágio de investigação a iniciação. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

- Marinho, F. A. M (1995). *A técnica do papel de filtro para medição da sucção*. Encontro sobre solos não saturados, Porto Alegre, Brasil. CPGE/CNPQ/FINEP/FAPERGS/ABMS, 1995, 2v,v.1, p.111-125.
- Marinho, F. A. M; Silva, R. M. (2001). *Relation between undrained shear strength and suction for some Brazilian soils*. Encontro Brasileiro sobre solos não saturados, Porto Alegre, Brasil
- Matesic, L. and Vucetic, M., (2003). *Strain-Rate Effect on Soil Secant Shear Modulus at Small Cyclic Strains*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 129(6): 536-549.
- Matos Fernandes, M (2006). *Mecânica dos Solos – Conceitos e Princípios Fundamentais – I volume*, 1ª edição, Porto.
- NP-143 (1969). *Determinação dos limites de consistência*. Norma Portuguesa Definitiva.
- NP- 83 (1965). *Determinação do peso volúmico das partículas sólidas*. Norma Portuguesa Definitiva.
- NP- 84 (1965). *Determinação do teor em água*. Norma Portuguesa Definitiva.
- Prietto, P. D. M (2004). *Resistência e dilatância de solos cimentados: uma abordagem teórico-experimental*. Dissertação de Doutoramento. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.
- Rios Silva, S. et al (2009). *Strength and stiffness properties of mixtures of granitic soil-cement*. 17th International Conference on Soil Mechanics & Geotechnical Engineering, Alexandria, Egipto.
- Viana da Fonseca, A. (1996). *Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto. Critérios para dimensionamento de fundações directas*. Dissertação de Doutoramento. Faculdade de Engenharia do Porto.
- Viana da Fonseca, A. et al (1997). *Interpretation of a footing load test on saprolitic soil from granite*. Géotechnique 47, nº3, página 633- 651.
- Vitali, O. P. M (2008). *Efeito da composição de misturas de solo-cimento nos parâmetros de rigidez e de resistência*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia do Porto.
- Walid, D. I. F. (2007). *Cyclic loadings on cemented soils cured under stress*. Estágio de investigação. Faculdade de Engenharia do Porto.
- Werkmeister, S. (2003). *Permanent deformation behaviour of unbound granular materials in pavement constructions*. Dissertação de Doutoramento. Universidade Tecnológica de Dresden, Alemanha.
- Yeoh, C. and Airy, D.,(1998). *Drained cyclic response of an artificially cemented calcareous sand*, Proc. 2nd Int. Symp. on the Géotechnics of Hard Soils - Soft Rocks, Napoli, pp. 935-942.
- Yoshinaka, R. and Osada, M., (1995). *The comparison between dynamic and static strength of soft sedimentary rocks*. In: Y. Kiruchi (Editor), Rock Foundation. Balkema, pp. 109-114.
- Yoshinaka, R., Osada, M. and Tran, T.V., (1996). *Deformation behaviour of soft rocks during consolidated-undrained cyclic triaxial testing*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 33(6): 557-572.
- Yoshinaka, R., Tran, T.V. and Osada, M., (1997). *Mechanical behavior of soft rocks under triaxial cyclic loading conditions*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 34(3-4): 354.e1-354.e14.

Referências disponíveis em *sites da internet*

www.gdsinstruments.com (06-01-2009)

www.secil.pt/pdf/CEMI525R.pdf (11-09-2008)

www.civil.ist.utl.pt/~jaime/capítulo2.pdf (11-09-2008)

www.civil.uminho.pt/cec/revista/num11/pag-35-46.pdf (26-08-2008)

www.civil.uminho.pt/cec/revista/num17/pag%2019-30.pdf (26-08-2008)

<https://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/6788/3/correia-2006-cn.pdf> (11-09-2008)

<https://repositorium.sdum.minho.pt/bitstream/1822/6783/3/vieira-2006-cn.pdf> (16-09-2008)

Anexos

Anexos A1

1 Procedimento de ensaios

1.1 INTRODUÇÃO

No anexo A1, apresentam-se os procedimentos dos ensaios de análise granulométrica, quer por via húmida, quer por sedimentação. Assim como também se apresenta as principais linhas orientadoras para a execução da determinação dos limites de Atterberg e do peso volúmico das partículas sólidas.

1.2 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

1.2.1. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA POR VIA HÚMIDA

Para se efectuar uma análise granulométrica por via húmida é necessário separar uma amostra de solo com cerca de 200 gf por esquarteramento.

Peneira-se a amostra no peneiro nº10 e separam-se os retidos e os passados, sendo que cada um deles vai passar por procedimentos distintos, para se poder caracterizar os grossos e os finos da amostra. Na caracterização do material grosso usa-se o material retido no peneiro nº10 e o material passado caracteriza os finos.

O material retido é lavado com água de modo a que sejam retirados todos os finos que estejam agregados às partículas maiores. Após a lavagem coloca-se o solo na estufa para secar.



Figura 1.1- Peneiro nº10 e peneiro nº4



Figura 1.2 – Fracção grossa separada

Depois de seco, é necessário passar a amostra retida por peneiros de maior dimensão e pelo próprio peneiro nº10 rejeitando os passados deste. Pesa-se o retido de cada peneiro e a soma de todas as parcelas constitui a quantidade de grossos da amostra.

Para a realização do esquarteramento é necessário uma base de trabalho, um tabuleiro onde se coloca a amostra, um pincel e uma colher de pedreiro.



Figura 1.3 – Materiais necessários para o esquartelamento

Coloca-se o solo no centro da base de trabalho, e com o auxílio da colher de pedreiro separa-se a amostra em duas partes, tendo o cuidado de varrer com o pincel o pó que fica na tábua para cada lado respectivamente. O passo seguinte é separar essas duas partes em mais duas, ficando assim quatro partes. Neste momento escolhem-se as duas partes pretendidas e rejeitam-se as opostas.

Na Figura 1.4 estão representadas as várias etapas descritas. Caso a quantidade seja superior ao pretendido volta-se a separar o material passando pelo mesmo procedimento anteriormente descrito e rejeitam-se as duas parcelas opostas do lado contrário à primeira separação.



Figura 1.4- Várias etapas do esquartelamento

Após a realização do esquartelamento, como a amostra esteve em contacto com o ar, já ganhou humidade, logo é necessário colocar durante pelo menos duas horas na estufa. Deve-se registar o valor do peso da amostra no final da primeira hora assim como no final da segunda, se ambos os pesos forem semelhantes, pode-se considerar que o peso está estabilizado, ou seja que a amostra está seca. A amostra deve ser constituída aproximadamente por 70 gf.

Quando a amostra está seca, é preciso lavar a amostra no peneiro nº 200 debaixo de água corrente, tendo o cuidado de não ficar com partículas nas mãos.



Figura 1.5 – Material usado para a lavagem



Figura 1.6 – Lavagem no peneiro nº200

Depois da lavagem coloca-se o solo num recipiente e com a ajuda de um copo, retiram-se as partículas que estejam no peneiro. Após este procedimento, deixa-se o solo repousar, colocando-o momentos mais tarde na estufa.

Para se poder caracterizar a curva granulométrica, é necessário saber a quantidade que fica retida nos peneiros da classificação ASTM, o nº20, nº40, nº60, nº80, nº140 e nº 200 e os passados pelo peneiro nº200.

Colocou-se na máquina vibratória os peneiros pela ordem indicada anteriormente sendo o nº20 de topo, como se pode ver na Figura 1.7, durante 20 minutos. Após este tempo, peneirou-se à mão cada um deles durante mais 2 minutos. Por fim pesou-se o material retido em cada peneiro.



Figura 1.7 – Máquina vibratória de peneiros

A curva granulométrica fica definida com as quantidades de grossos e pelas quantidades de finos. As curvas obtidas pela análise granulométrica encontram-se na Figura 1.8.

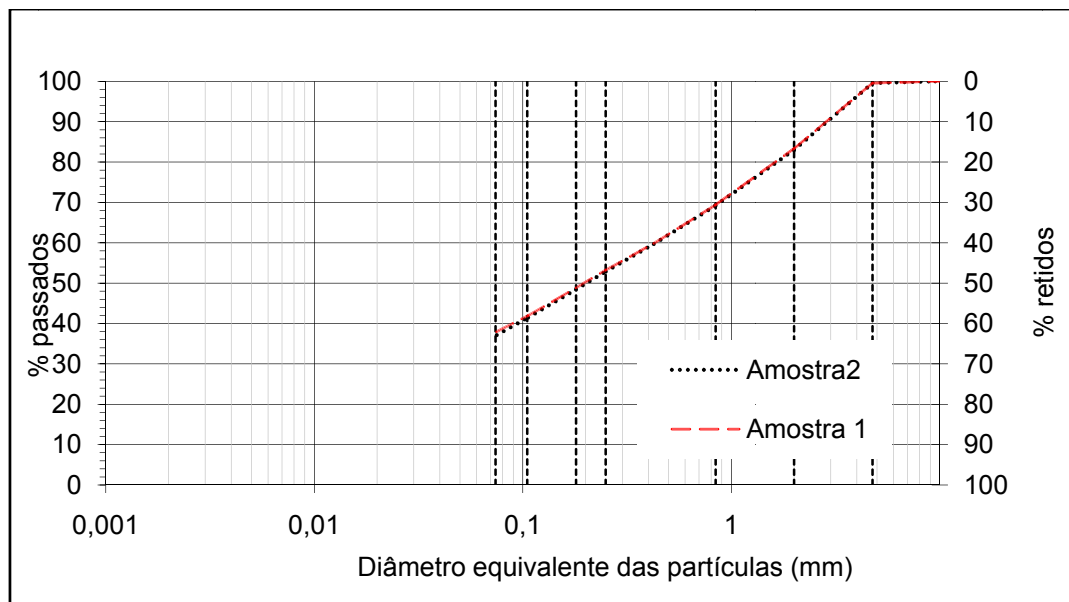


Figura 1.8 - Curvas granulométricas obtidas

A curva granulométrica obtida não se encaixa nos padrões pretendidos, de acordo com os ensaios que haviam sido realizados, para tal é necessário proceder à correcção da curva granulométrica. Antes de se proceder à correcção do solo, é necessário escolher qual a amostra a corrigir.

A correcção da amostra vai ser idêntica à realizada por Vitali (2008). Para tal escolheu-se a amostra 2 uma vez que contém uma tonalidade parecida.

Ao definir os objectivos de trabalho a executar na correcção do solo recorreu-se às percentagens de retidos em cada peneiro da curva granulométrica de Vitali (2008) para se saber as quantidades necessárias da nova curva. Estimou-se um tratamento de 25 kg iniciais para se poder ficar no final com 18,25 kg da curva granulométrica pretendida.

Quadro 1.1 – Valores de referência para a correcção do solo

Peneiros	% retidos da curva Vitali (2008)	% Retidos antes da correcção	Solo tratar Kg	%Retidos após a correcção	Solo tratado Kg	Solo retirado Kg
4	0,00	0,44	0,11	1,05	0,01	0,10
10	10,58	16,56	4,14	12,27	2,04	2,10
20	15,07	13,78	3,45	16,99	2,85	0,60
40	13,97	9,54	2,39	12,20	2,39	0,00
60	9,33	6,79	1,70	8,15	1,70	0,00
80	5,99	4,46	1,11	5,40	1,06	0,05
140	7,09	6,93	1,73	8,07	1,33	0,40
200	4,12	4,35	1,09	4,71	0,89	0,20
<200	33,85	37,15	9,29	31,16	5,99	3,30
Total	100,00	100,00	25,00	100,00	18,25	6,75

Ao analisar o Quadro 1.1 chega-se à conclusão que 6,75 kg de solo serão desprezados para se poder obter a curva granulométrica pretendida.

O passo seguinte será homogeneizar muito bem a amostra, uma vez que uma grande parte está dividida por dimensões correspondentes aos peneiros utilizados. De seguida faz-se o esquartelamento até obter a quantidade suficiente para realizar uma nova análise granulométrica. O resultado da nova análise granulométrica encontra-se igualmente no Quadro 1.1 assim como na Figura 3.4 do corpo da tese. Para uma análise complementar, realizou-se uma análise granulométrica por sedimentação.

1.2.2. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA POR SEDIMENTAÇÃO

A primeira parte do procedimento anteriormente descrito para a realização da análise granulométrica por via húmida é adoptada para a realização da análise granulométrica por sedimentação, ou seja deve-se separar 200 gf da amostra por esquartelamento e passar pelo peneiro nº10. Lavam-se os retidos e colocam-se na estufa enquanto os passados esquartelam-se até se obter uma massa de 70 gramas, colocando-as igualmente na estufa de um dia para o outro.

No dia seguinte pesam-se os retidos e os passados, sendo que o procedimento para se analisar os retidos é o mesmo que o descrito anteriormente para a análise granulométrica por via húmida.

Os passados são colocados num frasco de Erlenmeyer, como sugere a norma LNEC -E 196-1966, e com o auxílio de um funil e de uma pipeta adicionam-se 100 ml de uma solução antifloculante, que no presente estudo consistiu numa solução de hexametáfosfato de sódio. Agita-se e deve-se ter o cuidado de não deixar partículas agregadas aos bordos do frasco deixando-se repousar até ao dia seguinte.



Figura 1.9 – Materiais necessários para a mistura da solução de hexametáfosfato de sódio

A primeira tarefa a realizar no dia seguinte será aquecer a mistura durante 10 minutos transferindo após o aquecimento a mistura para o recipiente do agitador e com o auxílio de um esguicho que contenha água destilada, lavam-se os bordos do frasco de Erlenmeyer e coloca-se no agitador eléctrico durante um período de 15 minutos.



Figura 1.10 – a) Frasco de Erlenmeyer com a amostra; b) Frasco de Erlenmeyer com a amostra durante o aquecimento

Após a agitação transfere-se a amostra para o peneiro nº 200 e lavam-se os retidos para uma proveta onde a água da lavagem deve perfazer os 1000 ml.



Figura 1.11 – a) Agitador eléctrico; b) Lavagem dos retidos

Os retidos no peneiro nº 200 são colocados na estufa e depois de secos seguem o mesmo procedimento que os passados pelo peneiro nº 10 da análise granulométrica por via húmida.

O produto da lavagem é sujeito a uma agitação manual com a duração de 1 minuto. Logo após a agitação coloca-se a proveta na bancada de trabalho ligando de imediato o cronómetro e mede-se com o auxílio de um densímetro a posição de flutuação deixando-o o densímetro flutuar livremente. Realiza-se medições imediatamente, ao fim de 1 minuto e ao fim de 5 minutos. Após as referidas leituras, remove-se lentamente o densímetro e coloca-se numa proveta com água destilada. Sempre que se remova ou se introduza o densímetro deve-se realizar tal operação num período de 10 segundos.

Deve-se efectuar novas leituras aos 15 minutos, 30 minutos, 60 minutos, 250 minutos, 1440 minutos e 2880 minutos após o início da primeira leitura. No final de cada leitura cobre-se a proveta com um disco de borracha com o objectivo de retardar a evaporação e deve-se conservar a proveta afastada de fontes de calor assim como da exposição directa a radiações solares.

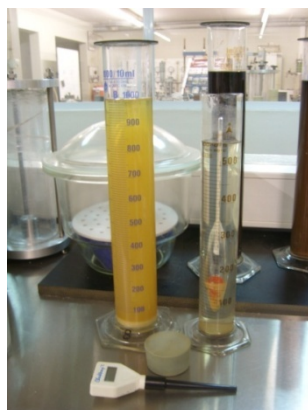


Figura 1.12 – Proveta com o produto da lavagem, densímetro imerso em água destilada

Foram realizadas duas análises granulométricas por sedimentação para verificar se o solo se aproxima dos valores obtidos por Vitali (2008), que se integram no estudo que agora se complementa e se incluem no trabalho de doutoramento de Rios Silva com previsão de conclusão para 2010.

Na primeira análise, a quantidade de finos apresenta-se um pouco elevada, com um valor de 34,7% enquanto na segunda análise esse valor é de 32,1%.

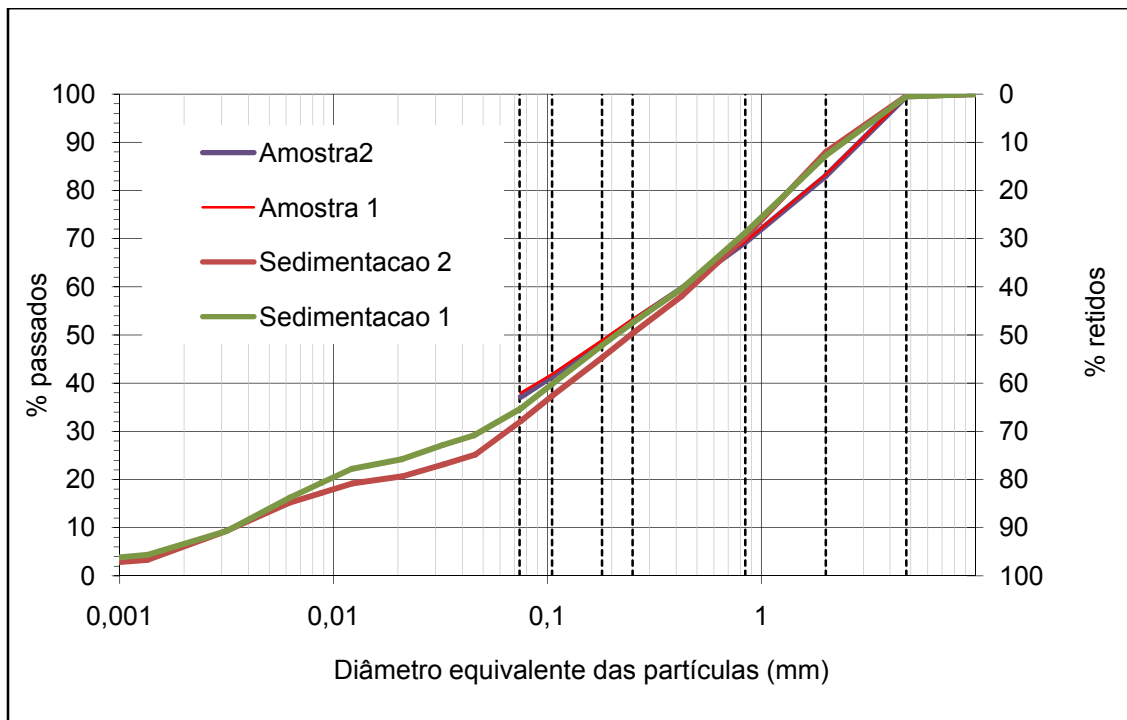


Figura 1.13 – Curva granulométrica obtida com a segunda análise por sedimentação

Para a classificação do solo é necessário determinar o diâmetro das partículas de 60% de passados, de 30% de passados, assim como de 10%.

Os resultados obtidos são:

- $D_{10} = 0,0035 \text{ mm}$
- $D_{30} = 0,068 \text{ mm}$
- $D_{60} = 0,48 \text{ mm}$

Na determinação do coeficiente de uniformidade e de curvatura, aplicam-se os referidos valores na Equação 1.1 e na Equação 1.2.

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (1.1)$$

$$Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \quad (1.2)$$

Substituindo valores obtém-se:

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} \Rightarrow Cu = \frac{0.48}{0.0035} = 137,14$$

$Cu > 6 \Rightarrow$ solo com reduzida curvatura; o que perfila o solo como bem graduado.

$$Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \Rightarrow Cc = \frac{(0.068)^2}{0.0035 \times 0.48} = 2,75$$

1 < Cc < 3 solo bem graduado

Consultando o quadro de classificação de solos ASTM, a amostra classifica-se como sendo um solo grosso uma vez que apresenta uma percentagem superior a 50% de retidos no peneiro nº 200. Dentro do solo grosso considera-se ser uma areia pois a percentagem de passados no peneiro nº 4 é superior a 50%, sendo uma areia limpa (com uma percentagem de finos superiores a 12%).

Relativamente aos limites de Atterberg, determinou-se o limite de liquidez assim como o limite de Plasticidade. Por aplicação da Equação 1.3, o índice de plasticidade é directamente calculado. Para a determinação dos referidos limites aplicou-se a norma NP-143 de 1969.

$$Ip = W_L - W_P \quad (1.3)$$

Na determinação do limite de liquidez, é necessário separar 500 gf da amostra a ensaiar. Com a ajuda de um almofariz e de um pilão, procede-se à separação das partículas sem alterar a granulometria e passa-se pelo peneiro nº 40. Dos passados, separam-se 100 gf e adiciona-se água destilada. O conjunto vai ser amassado com o auxílio de uma espátula até se formar uma pasta consistente. Sempre que se adicione água, deve-se executar a amassadura durante cinco minutos.

Coloca-se na concha de Casagrande (Figura 1.14), uma camada da amostra, com uma espessura de 1 cm e com superfície nivelada. A concha de Casagrande deve estar calibrada de modo a executar 30 pancadas em 15 segundos, ou seja 2 pancadas por segundo.



Figura 1.14 – Concha de Casagrande

Antes de iniciar o ensaio, realiza-se um sulco, com o auxílio do riscador, segundo o diâmetro da concha, normal ao eixo da manivela e mantendo-se perpendicular à superfície da concha. Dá-se o ensaio como realizado quando as duas partes separadas, devido ao sulco, entram em contacto por uma extensão de cerca de 1 cm e anota-se o número de pancadas. Da amostra ensaiada, retira-se uma porção com cerca de 10 gf da zona do sulco e determina-se o teor em água.

Para se poder determinar o limite de liquidez, executa-se um gráfico onde nas ordenadas se coloca o teor em água numa escala aritmética e nas abcissas o número de pancadas registadas. O limite de liquidez é dado pelo teor em água correspondente a 25 pancadas, obtido por interpolação da curva obtida. No presente estudo, o limite de liquidez obtido foi de 32%.

No que se refere ao limite de plasticidade, separam-se 100 gf da amostra, previamente colocados na estufa para a amostra ser seca. Passa-se a amostra pelo peneiro nº 40 e, dos passados separam-se 20 gf. Às 20 gf separadas, adiciona-se água destilada de modo a perfazer uma massa suficientemente plástica para permitir moldar com facilidade quatro pequenas esferas de diâmetro semelhante.

Rola-se um dos provetes da mistura, com o auxílio da mão e sobre uma placa de vidro, com pressão suficiente para a transformar num filamento cilíndrico. Quando o diâmetro do filamento atinge cerca de 3 mm, volta-se a formar a esfera e repete-se novamente o procedimento. O ensaio finaliza, quando o filamento atinge a rotura devendo conter um diâmetro de 3 mm e uma extensão igual à largura da palma da mão. Para os diversos pedaços em que o filamento se dividiu, determina-se o teor em água.

O resultado do teor em água é o valor para o limite de plasticidade. No presente estudo o limite de plasticidade obtido foi de 30%.

Aplicando a Equação 1.3, o índice de plasticidade é de 2%, logo pode-se considerar que o solo em estudo é não plástico.

1.3 PESO ESPECÍFICO DAS PARTÍCULAS SÓLIDAS

A norma que serviu de base para a determinação do peso específico das partículas sólidas foi a NP-83 (1965).

Primeiro deve-se colocar a amostra total do solo num tabuleiro onde se possa proceder ao esquartelamento da amostra até se obter uma quantidade suficiente. Essa quantidade deve apresentar valores entre os 50 gf-60 gf após a passagem pelo peneiro nº 10.

Reparte-se a amostra por duas cápsulas, realizando duas vezes o ensaio para determinar o peso específico das partículas sólidas, sendo o valor médio adoptado com valor final.

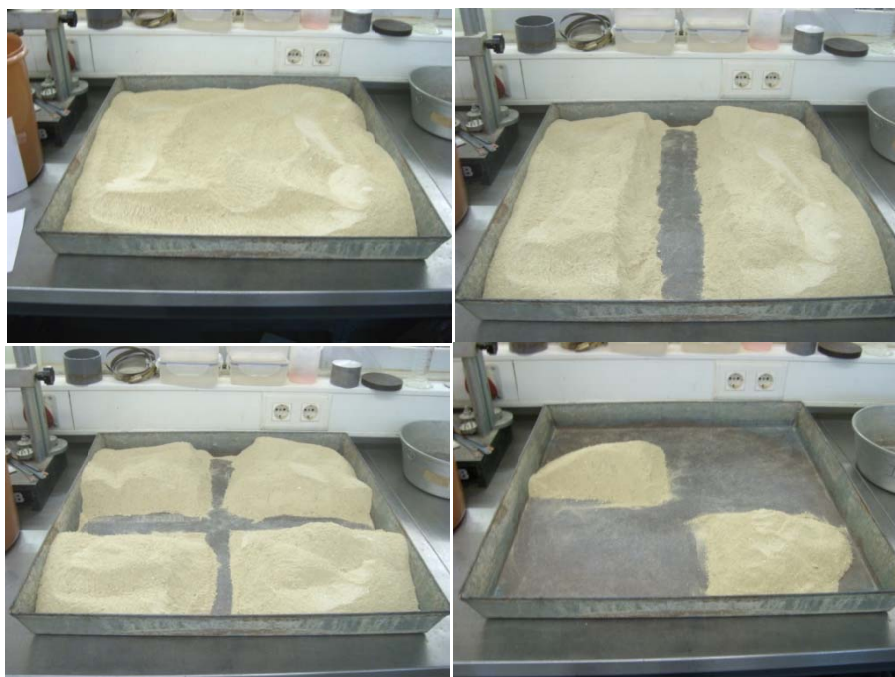


Figura 1.15 – Esquartelamento da amostra total até se obter uma quantidade entre 50gf-60gf

Separam-se dois picnómetros de 100 ml cada um e com o auxílio de um funil verte-se a amostra correspondente a cada cápsula para dentro dos picnómetros. Após esta operação deve-se adicionar água destilada ao picnómetro até perfazer 2/3 da sua capacidade e deixa-se repousar durante uma hora.



Figura 1.16 – Amostra, esguicho, funil e picnómetro utilizados



Figura 1.17 – Picnómetro com a amostra

Após o repouso de uma hora é necessário colocar os picnómetros na placa eléctrica e deixar ferver durante 10 minutos de forma a extrair o ar existente no solo. Depois de ferver durante o tempo estabelecido, com a ajuda de um esguicho deve-se encher o picnómetro até ao início do tubo e deixar arrefecer durante umas horas.

Quando os picnómetros já estão frios pode-se adicionar água até ao limite do picnómetro e com um papel absorvente acerta-se o nível da água e limpa-se bem os bordos do picnómetro. Pesa-se então o conjunto picnómetro, provete e água destilada.



Figura 1.18– Picnómetro a aquecer

Depois da pesagem do conjunto, deve-se registar a temperatura do ensaio colocando o termómetro dentro do picnómetro. Após a leitura deve-se agitar bem os picnómetros e verter o seu conteúdo com o cuidado de limpar bem as paredes dos mesmos, para dois copos de vidro previamente pesados e devidamente limpos. Colocam-se os copos na estufa durante uma hora e depois pesa-se e regista-se o valor do peso do copo mais o peso do solo seco.

O valor determinado por Lopes (2007) foi de $2,72 \text{ gf/ cm}^3$, e o valor determinado no presente estudo é muito semelhante, $2,74 \text{ gf/ cm}^3$.

Anexos A2

2 - Equipamento

No anexo A2, apresentam-se os equipamentos utilizados para a realização do presente estudo assim como se faz uma breve descrição do *software* utilizado na máquina cíclica.

2.1 ENSAIOS TRIAXIAIS

Para a caracterização da resistência de corte de um dado solo, um dos ensaios de laboratório mais utilizados é o ensaio triaxial. Este ensaio, quando equipado com instrumentação interna para medição das pequenas deformações, permite determinar a rigidez do solo com maior precisão.

O equipamento para realização deste ensaio é constituído por uma prensa e por uma câmara triaxial (Figura 2.1). A câmara contém um êmbolo, uma tampa, uma base e um corpo de célula em acrílico. Na base coloca-se um pedestal e é sobre esse pedestal que o provete assenta. A amostra de solo é cilíndrica, com proporções altura/diâmetro com uma razão preferencialmente próxima de 2 e, no interior da câmara coloca-se água destilada. Após colocação de uma membrana impermeável à água, em torno da amostra, presa com o auxílio de *o-rings*, já é possível aplicar as pressões radiais aumentando as pressões na câmara. O ensaio convencional é conduzido sob condições de deformação axial controlada e a força vertical é idealmente medida através de uma célula de carga submersível ligada ao êmbolo da câmara.

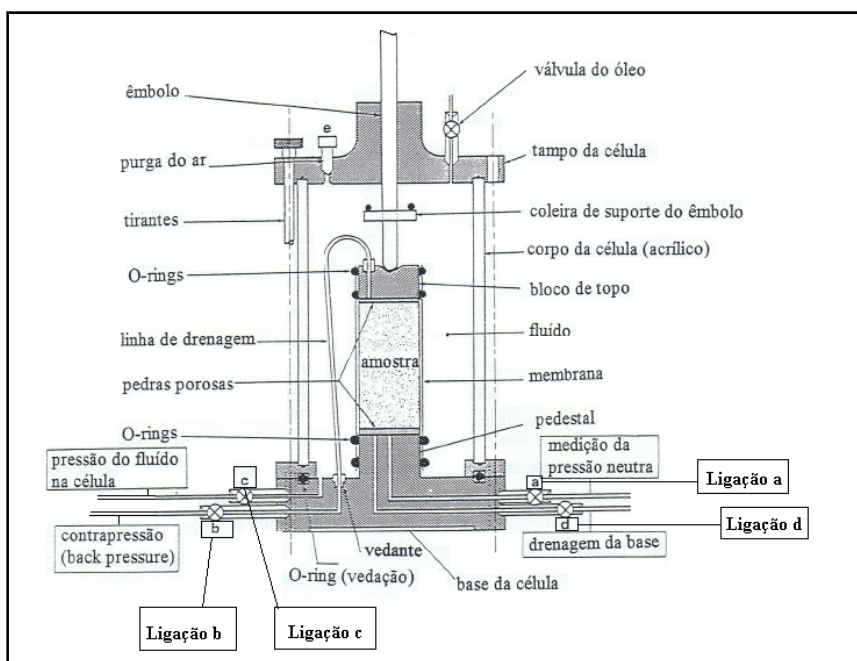


Figura 2.1– Pormenor da célula triaxial (adaptado de Matos Fernandes, 2006)

O topo da amostra vai ser carregado pelo êmbolo e consequentemente pela célula de carga associada a este, ambos ligados à prensa, e a força que ele aplica à amostra é registada e quantificada através de um programa de aquisição instalado num computador.

O interior da câmara é preenchido por um líquido, geralmente água destilada, como já foi referido anteriormente, que vai entrar pela ligação c mostrada na Figura 2.1, e é através desta ligação que se pode controlar a pressão externa ao provete (CP- cell pressure) colocando um transdutor de pressão para efectuar a medição.

No que respeita à pressão nos poros da amostra, várias modalidades são possíveis:

- A pressão ser nula, no caso de amostra seca, ou simplesmente não registada por ser considerada não condicionante para o propósito, mantendo-se as válvulas abertas para a atmosfera;
- A pressão ser imposta (ligação b da Figura 2.1) definindo assim a back pressure (BP);
- A pressão ser medida por meio de um transdutor de pressão (ligação a da Figura 2.1).

Os dois últimos pontos descritos podem ser associados. Solos não saturados, têm tratamentos e condições mais complexos.

Relativamente às deformações da amostra, estas são medidas durante o próprio ensaio de diversas formas. Pode-se recorrer a transdutores de deslocamento lineares, podendo ser LDT's ou LVDT's, por exemplo, entre muitos outros tipos (Viana da Fonseca, 1996). No caso de as amostras serem secas, mede-se as variações volumétricas por meio da água que entra ou sai na câmara através da ligação c, neste caso há que ter em consideração que o volume da câmara depende da pressão da água no interior da mesma. No que diz respeito a ensaios drenados e a amostras saturadas, o controlo das deformações é associado à quantidade de água que passa através da ligação d ou b.

Existem várias fases no ensaio antes de se começar com o corte. Quando se fecha a câmara triaxial e se enche com água destilada, o passo seguinte será a introdução de pressões na câmara. Pela ligação c estabiliza-se a pressão CP que confina exteriormente o provete e, através da ligação b introduz-se a pressão BP no interior do provete.

Cria-se um diferencial de pressões de 10 kPa uma vez que a pressão exterior deve ser sempre superior à interior para que a membrana não descole do provete e este não seja danificado. Quando esse diferencial está estabelecido (CP com 20 kPa e BP com 10 kPa) pode-se dar início à fase de percolação. A percolação tem como principal objectivo fazer passar água pelo provete eliminando o ar que este contém. A fase que se segue é a saturação do provete onde se vão impor pressões mais elevadas mantendo sempre o diferencial de 10 kPa. A existência de pressões elevadas vai permitir também a dissolução do ar que ainda possa existir no interior do provete favorecendo a saturação. Por último antes da fase de corte é necessário consolidar a amostra para níveis de pressão desejados.

2.2 PROGRAMA DE AQUISIÇÃO (DYNA TESTER)

2.2.1. SOLICITAÇÕES

O *software* utilizado no ensaio triaxial cíclico chama-se DynaTester e foi desenvolvido por uma equipa pertencente ao Instituto de Engenharia Mecânica / Instituto de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial da FEUP.

É necessário definir um *template* de ensaio, ou seja, programar o ensaio que se pretende realizar. Antes de se definirem os *templates*, define-se as solicitações que caracterizam cada um dos templates utilizados.

Para a definição das “solicitações”, abre-se o programa e na opção “solicitações” escolhe-se “nova solicitação” e abre um quadro onde se pode escolher uma solicitação “linear”, “sinusoidal”, “cíclica”, “pulsatória” ou “constante” (Figura 2.2).

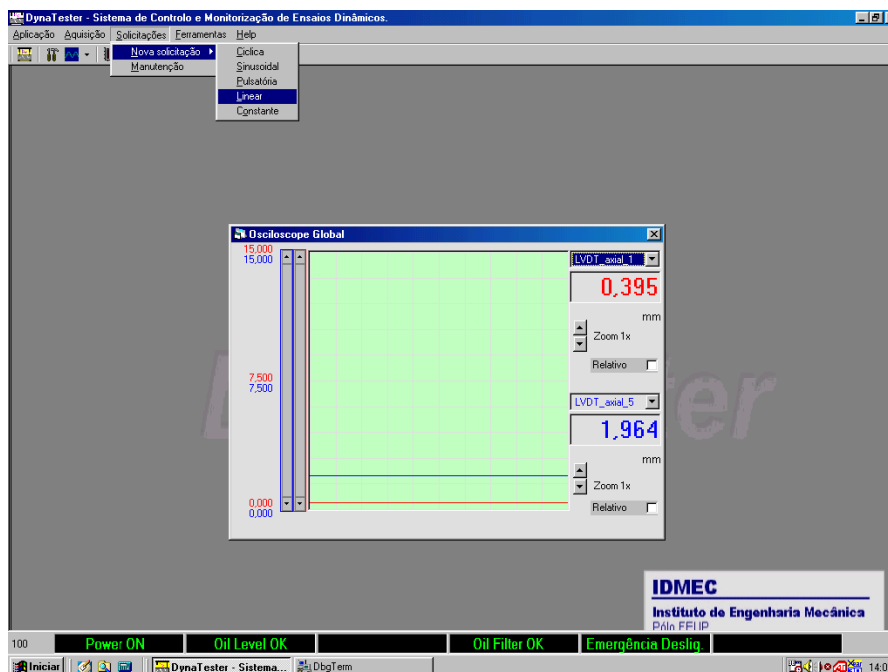


Figura 2.2– Criação de uma nova solicitação

No caso em estudo, utilizaram-se solicitações constantes e sinusoidais. A constante define os patamares de 5 minutos após a realização da pré-carga e entre cada fase sinusoidal, e a sinusoidal é utilizada para definir os ciclos.

Ao escolher a opção pretendida, o programa abre uma caixa de texto onde se deve colocar o nome da solicitação pretendida e se deve validar a informação dada (Figura 2.3).

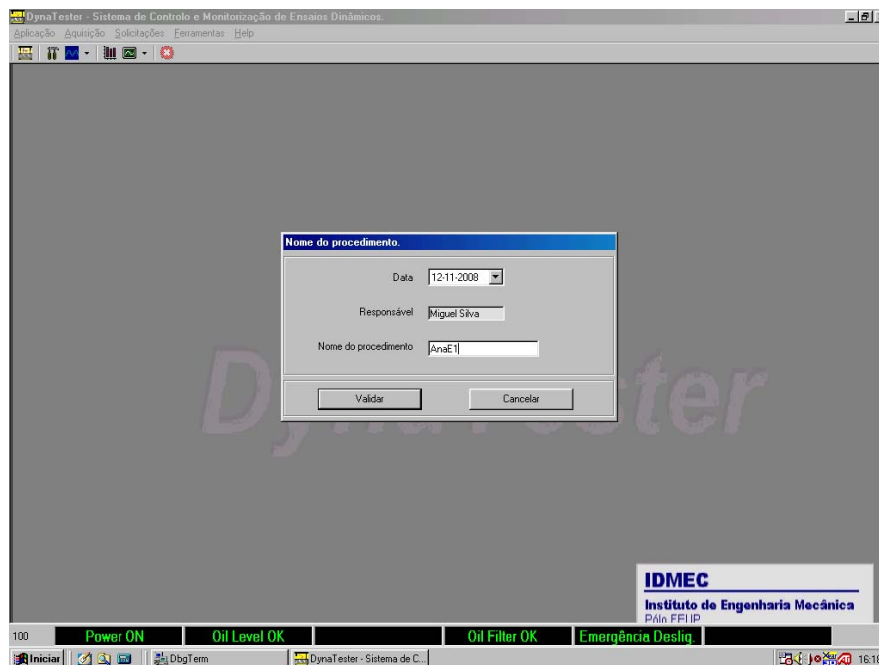


Figura 2.3– Atribuição do nome à solicitação

A opção de solicitação constante abre um quadro onde se escolhe a célula de carga a utilizar, o tipo de aquisição pretendida bem como o modo em que a solicitação termina. No caso em estudo escolheram-se patamares de 5 minutos como critério de paragem e uma aquisição de 0,1 Hz com aquisição contínua. Este procedimento é utilizado para ambos os ensaios (Figura 2.4).

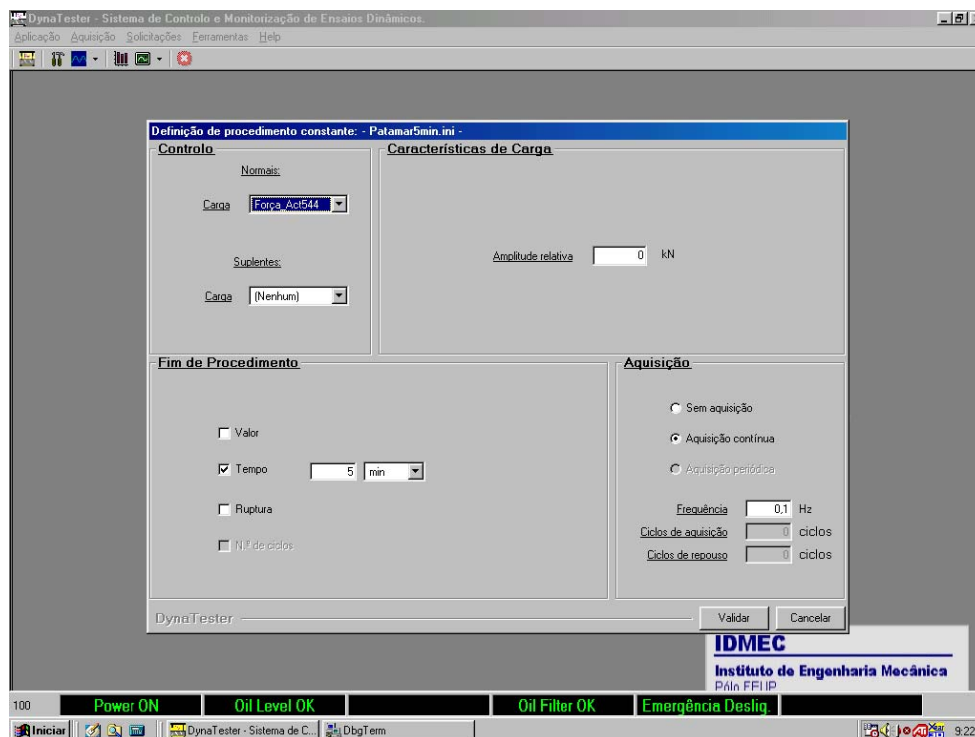


Figura 2.4– Definição da solicitação linear

Relativamente à opção sinusoidal aparece um quadro onde é necessário preencher a carga normal, a amplitude, a frequência, o desfaseamento e neste ponto é necessário accionar o botão “calcular assimetria” e o sistema calcula automaticamente a componente DC. No campo da aquisição preenche-se a frequência com que se pretende que o sistema adquira os dados e selecciona-se aquisição contínua, por último preenche-se o fim de procedimento escolhendo o critério de paragem do ensaio. No presente caso será o número de ciclos, como se pode ver na Figura 2.5.

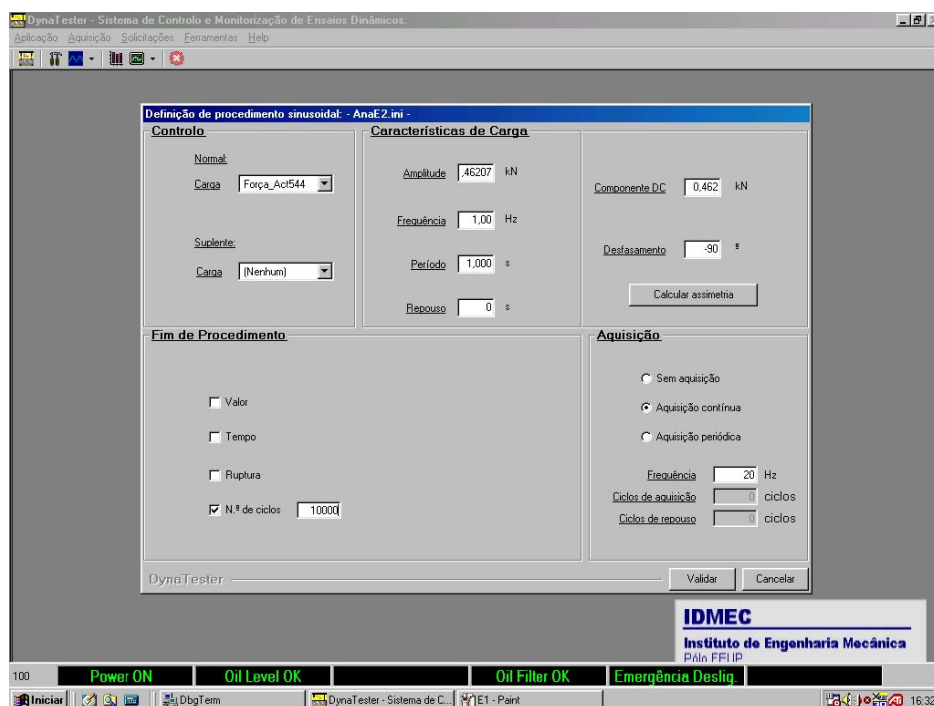


Figura 2.5– Solicitação sinusoidal

Quando as solicitações estão todas definidas, pode-se criar os diversos *templates* necessários ao funcionamento do ensaio. Um *template* é um conjunto de solicitações que o programa irá realizar sequencialmente.

É possível alterar uma solicitação mal definida ou que se queira alterar algum dado pelas mais diversas razões. Para tal escolhe-se o campo “solicitações” seguido de “manutenção”.

2.2.2. PROCEDIMENTOS (*TEMPLATES*)

Como se irá referir no Capítulo 4 no âmbito da descrição dos ensaios, serão realizados dois tipos de ensaios: tipo 1 e tipo 2. Para o ensaio do tipo 1 são necessários 4 procedimentos enquanto que, para o ensaio do tipo 2, são necessários apenas 3.

Para a criação dos *templates*, escolhe-se a opção “aplicação”, “iniciar secção”, como se pode ver na Figura 2.6.

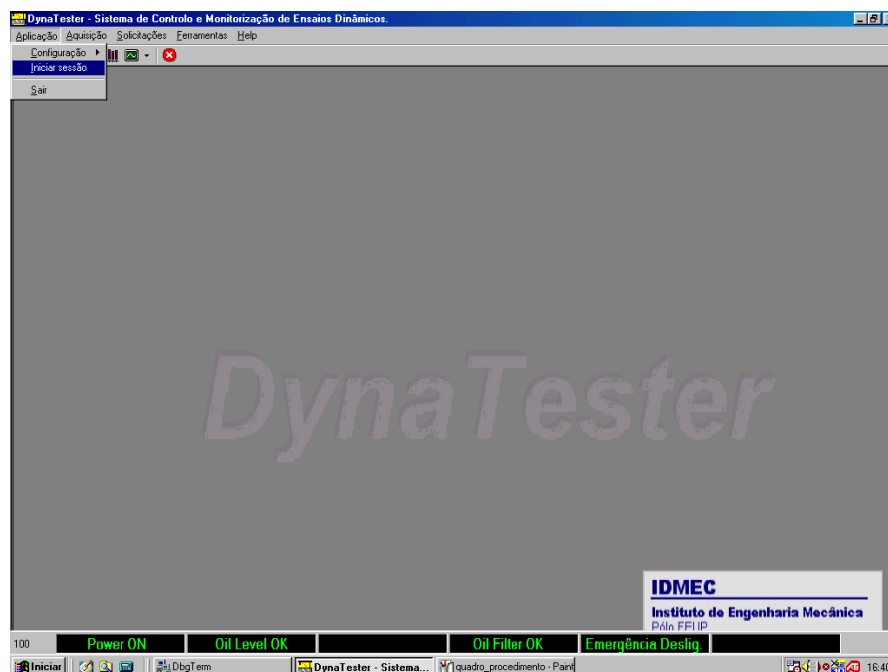


Figura 2.6– Como se cria um *template*

Ao escolher esta opção surge um novo quadro onde se pode escolher entre um novo ensaio e um novo *template*. Neste caso o que é pretendido é a criação de um *template*, pelo que se escolhe um novo *template*.

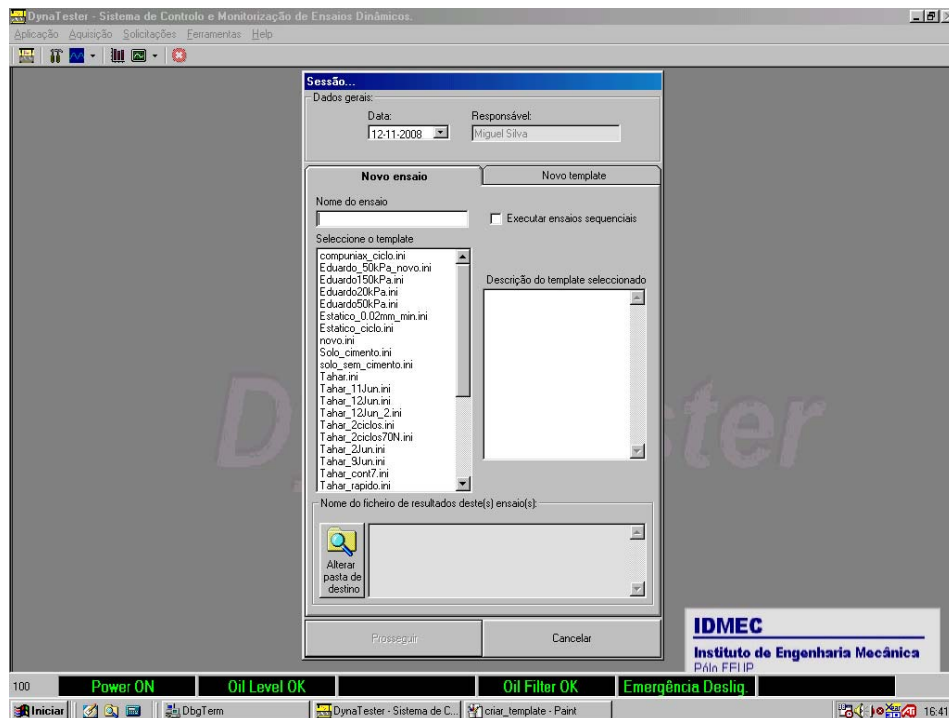


Figura 2.7– Criação de um novo *template*

Deve-se atribuir um nome ao *template* quando se escolhe a opção “novo *template*”.

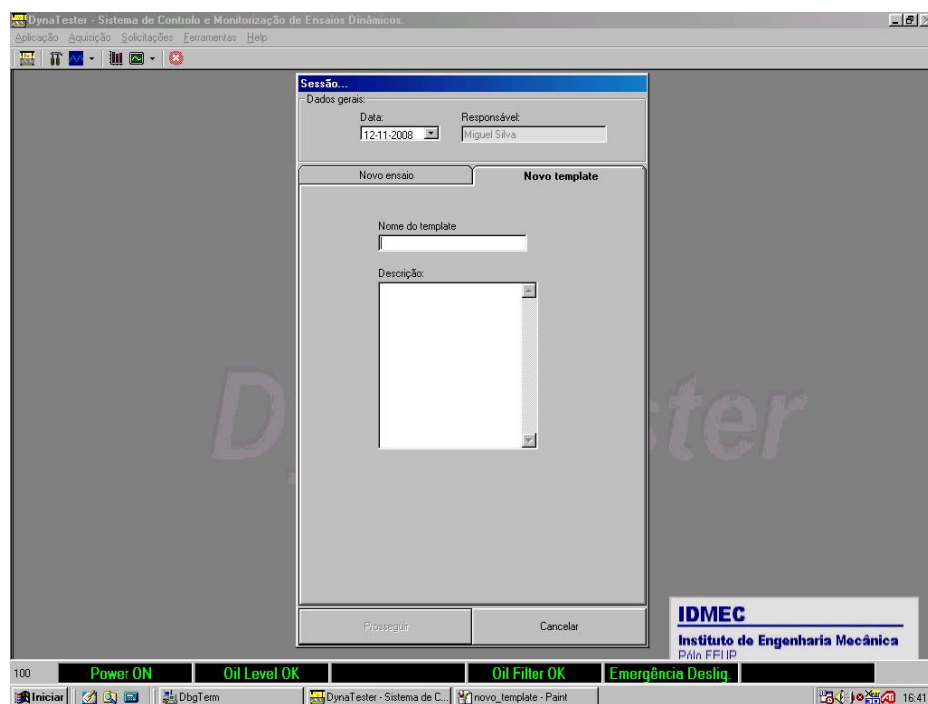


Figura 2.8– Criação de um novo *template*

Ao prosseguir com a criação do *template*, um novo quadro surge e é onde se seleccionam as solicitações a utilizar bem como quais os transdutores necessários para a realização do ensaio.

A primeira célula a preencher será a da unidade energética onde se escolhe a modalidade “Geo”. Após esta etapa escolhe-se a célula de carga a utilizar, na opção “Actuador Eixo 1”. De seguida

escolhem-se os transdutores a usar, é necessário verificar se os transdutores que se pretendem usar estão calibrados e que constam na base de dados do programa. A lista dos transdutores pode ser consultada clicando no lado superior esquerdo do quadro na opção de transdutores e na parte inferior esquerda surge a respectiva lista de transdutores disponíveis como se pode ver na Figura 2.9.

Para a escolha das solicitações pretendidas, segue-se o procedimento usado para a escolha dos transdutores.

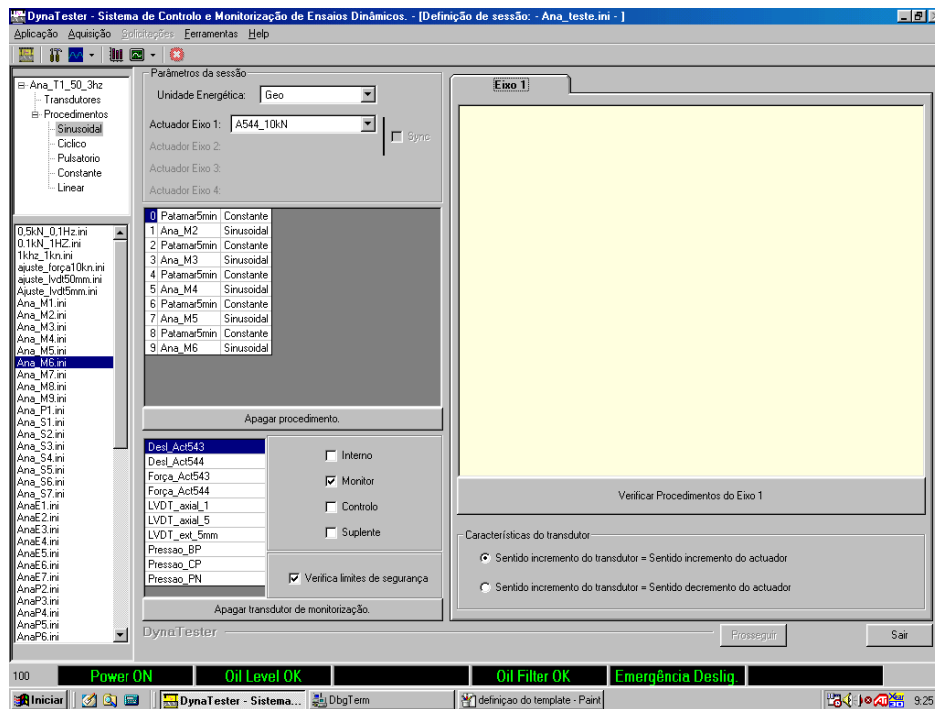


Figura 2.9– Quadro final do template

2.2.3. CALIBRAÇÕES

Dentro do próprio *software*, existe a possibilidade de calibrar os transdutores envolvidos na monitorização, nomeadamente a célula de carga. Na opção “aplicação”, “calibração”, “transdutores”, abre-se um quadro que se pode ver na Figura 2.10.

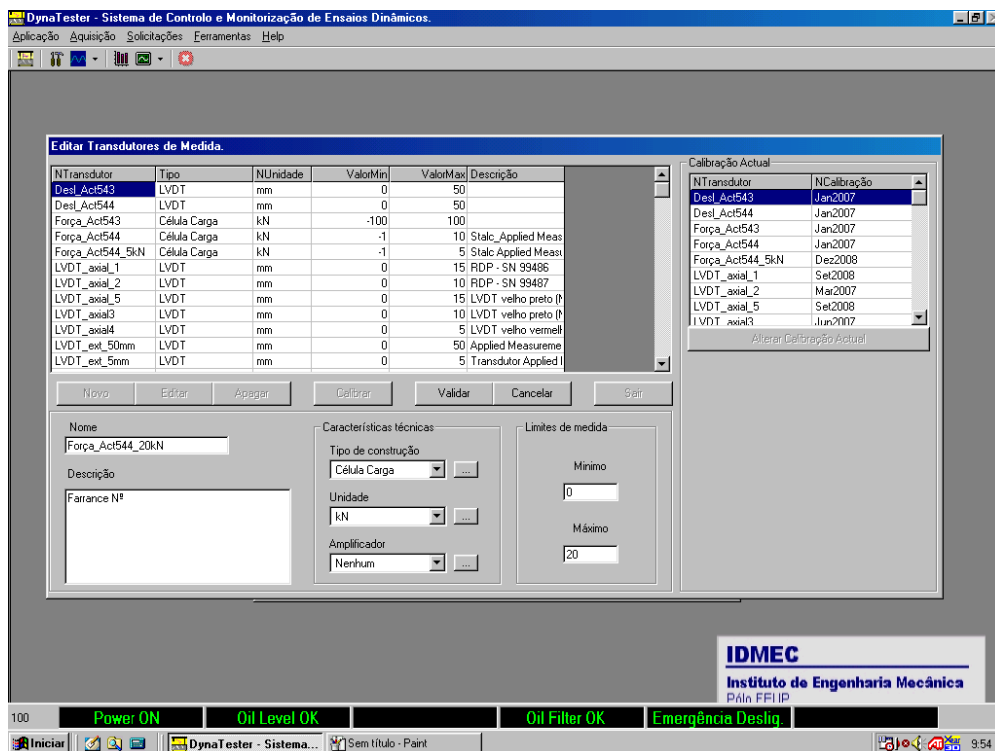


Figura 2.10- Quadro com a lista de transdutores

Quando abre o quadro é necessário atribuir o nome da célula de carga pretendida, preencher o número de série na opção “descrição”, definir os limites energéticos assim como nas “características técnicas” escolhe-se a unidade e o tipo de construção. Valida-se a informação e surge um novo quadro (Figura 2.11).

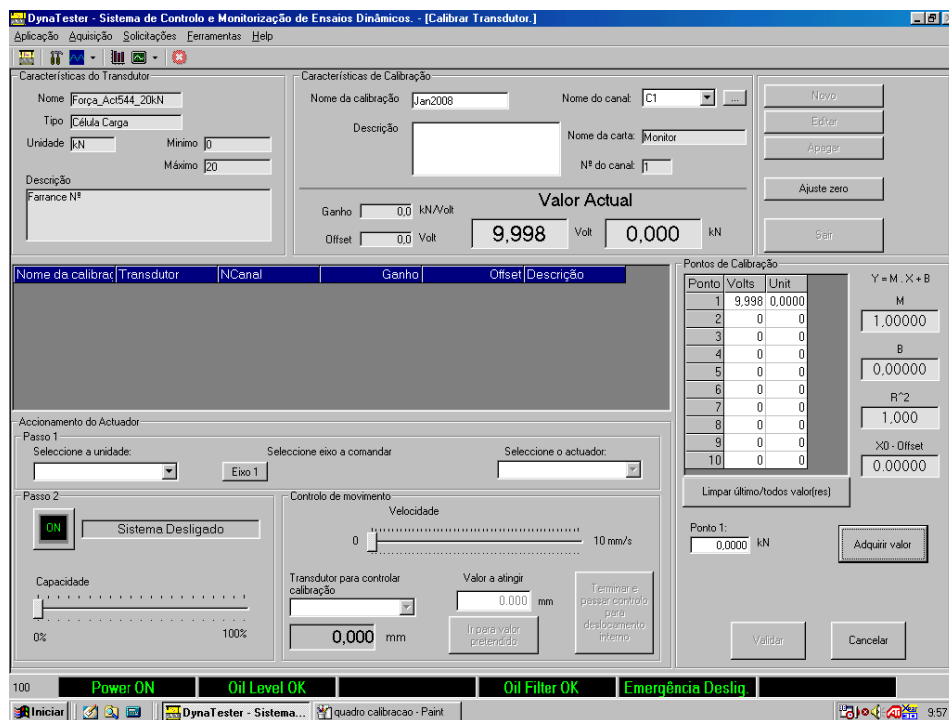


Figura 2.11 – Quadro de calibração da célula de carga

É nesse quadro que se calibra a célula de carga definida no quadro da Figura 2.10. Para tal atribui-se um nome à calibração e define-se o canal onde a célula de carga vai ser ligada.

Utiliza-se uma célula de carga padrão, previamente calibrada, para se poder calibrar a pretendida. À medida que se adquire os valores da célula de carga padrão registam-se os valores na opção pontos de calibração e o sistema regista o número de volts associados à unidade de medida inserida. O último passo será validar a informação dada para uso posterior. Sempre que seja necessário zerar a célula de carga é necessário introduzir a data de calibração do transdutor.

Para zerar os transdutores de pressão, clica-se no menu “Ferramentas”, seguido de “zero de sinais” e surge o quadro ilustrado na Figura 2.12.

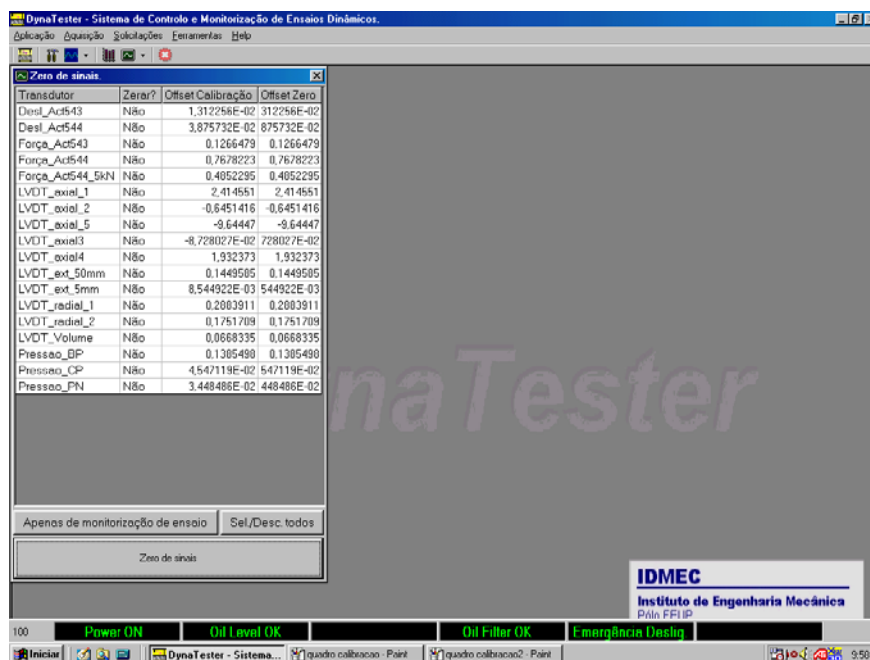


Figura 2.12 – Zeragem de sinais

Se se pretende zerar o BP, escolhe-se a opção “não” e clicando uma vez nesse item, converte para “sim”, adquirindo o valor zero nesse instante. O mesmo procedimento poderá ser seguido para zerar os restantes transdutores. É de salientar que para as células de carga, é aconselhado efectuar-se a zeragem dos sinais seguindo o descrito em 3.2.2.5.

Caso se pretenda obter os dados de um dado transdutor nas fases de preparação do ensaio triaxial como sejam as de percolação, saturação e/ou consolidação, tal é possível, escolhendo a opção “aquisição”, fazendo-se uma “aquisição continua”.

2.2.4. AJUSTE DOS PARÂMETROS DE CONTROLO

Sempre que se mude de ensaio estático para cíclico, ou se altere a frequência dos ensaios cíclicos, ou o tipo de solo particularmente a rigidez dos mesmos, é necessário ajustar os parâmetros PID (ganhos e *offset*) de modo a que o sistema realize o pretendido.

Para se ajustar os parâmetros PID, abre-se o menu “Ferramentas”, escolhe-se a janela “PID adjustment”. Existem quatro parâmetros que se podem alterar, estes estão divididos em termos de energia e em termos de velocidade. Na Figura 2.13 apresenta-se a sequência que o sistema adquire quando se pretende executar qualquer ajuste.

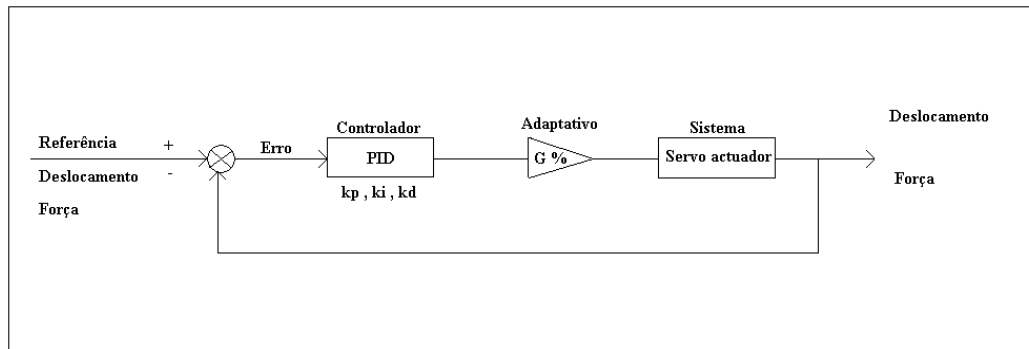


Figura 2.13 – Representação esquemática da execução dos ajustes

Em termos de energia os parâmetros que se podem controlar são o ganho proporcional (k_p), o ganho integral (k_i) e o ganho derivativo (k_d); no que se refere aos termos de velocidade existe apenas o ganho velocidade (k_{diff}).

Sempre que for necessário interferir no parâmetro k_p , deve-se alterar em acréscimos ou decréscimos de uma unidade; já no parâmetro k_{diff} a alteração pode ser na ordem das dezenas.

Nunca se deve alterar os parâmetros quando, no quadro onde se efectuam as alterações, o elemento G (parâmetro global – ganho adaptativo para ajuste do controlador perante alteração do comportamento do sistema, ou seja, aumento ou diminuição da capacidade de resposta do provete) é diferente de 100. Para se poder ajustar os parâmetros, o parâmetro global deve ter, antecipadamente o valor de 100% (Figura 2.14).

Para ensaios dinâmicos, os parâmetros a ajustar são o k_p e o k_{diff} , relativamente aos ensaios estáticos ajustam-se os parâmetros k_p e k_i . Em nenhum dos casos se deve ajustar o k_d , uma vez que este se ajusta por si próprio, na proporção da gama do transdutor (exemplo: LVDT 5 mm $\Rightarrow k_d=1.5$; LVDT 50 mm $\Rightarrow k_d=15$).

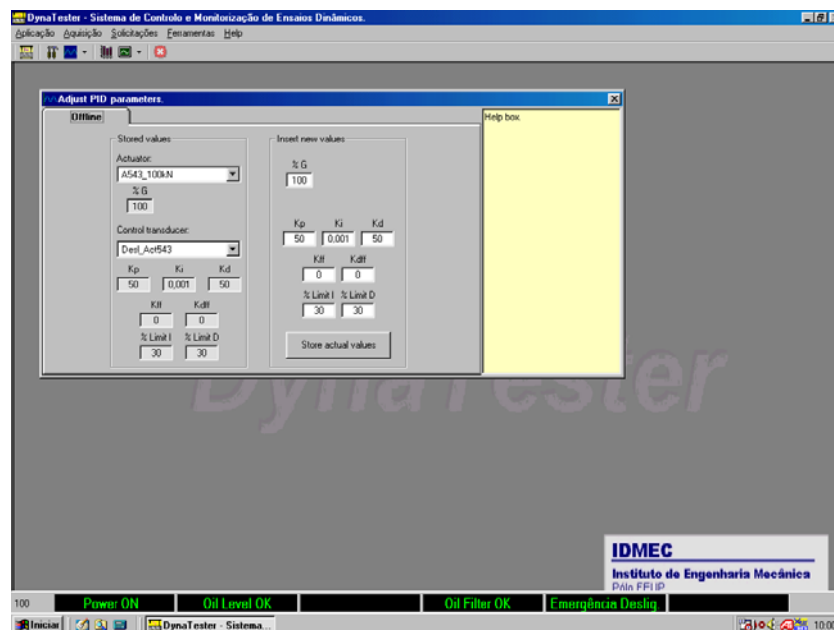


Figura 2.14- Quadro de ajuste dos parâmetros PID

Se durante um ensaio, em fase de estabilização de grandeza, o transdutor oscilar um pouco, apresentar uma pequena vibração, é sinal que tem energia a mais, é necessário reduzir um pouco

o parâmetro k_p . No caso de ensaio cíclico, quando o registo da onda provocada pelo actuador da máquina (onda colorida a vermelho no osciloscópio) se encontra à esquerda do pretendido (onda colorida a verde no osciloscópio), é preciso diminuir a velocidade reduzindo o k_{diff} e compensar, se necessário, o k_p .

2.2.5. INÍCIO DO ENSAIO

Antes de dar início ao ensaio, é necessário zerar a célula de carga. Para tal selecciona-se a opção “configuração”, seguido de “transdutores” e escolhe-se a célula de carga pretendida. Após esta fase acciona-se o botão “calibrar” e leva-se a zero a célula de carga, definindo sempre a data de calibração da célula de carga.

Para se iniciar o ensaio a fase inicial é em tudo semelhante à primeira fase da definição dos templates.

Deve-se seleccionar a opção aplicação e de seguida iniciar sessão. Neste momento, como descrito anteriormente, abre o quadro da Figura 2.8 mas neste caso atribui-se o nome ao ensaio e escolhe-se o *template* previamente definido.

Após a escolha do *template* clica-se em prosseguir e surge o quadro final do *template* (Figura 2.9).

O passo seguinte será desligar a verificação dos limites de segurança para os transdutores escolhidos com a excepção do transdutor externo de 5 mm e o transdutor externo de 50 mm, uma vez que estes transdutores podem ser danificados quando chegam ao limite do curso.

Um aspecto muito importante a verificar é se o sentido do incremento do actuador está em concordância com o sentido do incremento do transdutor, para tal deve-se seleccionar a opção no canto inferior direito do quadro que consta na Figura 2.9. Após a verificação dos dados e dos sentidos do actuador e do transdutor, pode-se prosseguir com o ensaio.

O passo seguinte é ligar os osciloscópios 1 e 2 de modo a poder-se controlar os parâmetros necessários. Liga-se o botão “off” do programa para o transformar em “on” e assim ligar o sistema.

É necessário proceder a uma pré-carga inicial, de valor igual à força mínima aplicada para que o valor da pré-carga só seja estabelecido quando o pistão encosta à esfera. Para o pistão encostar à esfera, dá-se a ordem de descida a uma velocidade reduzida de modo a que o encosto do pistão com a esfera seja o mais suave possível. Note-se que os valores das cargas indicadas nas várias solicitações do *template* são todos relativos à pré-carga, com excepção da primeira solicitação. Neste tipo de ensaios cíclicos, o *template* inicia-se, em geral, com uma solicitação constante durante alguns minutos de forma a estabilizar as cargas e pressões, pelo que todas as cargas definidas são relativas. Assim, tratando-se de ciclos não centrados no valor inicial da carga, o valor da pré-carga será a carga mínima a que o provete será submetido. Como este equipamento não está preparado para aplicar cargas nulas ou negativas, a pré-carga é fundamental nestes casos.

Neste momento está-se em condições de iniciar o ensaio. Acciona-se o botão de “monitorização” uma vez e, subsequentemente uma outra vez no botão de “início do ensaio”. Regista-se o valor do tempo no início do ensaio, sendo, como descrito anteriormente, o primeiro procedimento a implementação de um patamar de 5 minutos. Após o tempo definido, o procedimento dos ciclos começa e deve-se ajustar as escalas dos osciloscópios; no osciloscópio onde se regista o valor da força, com o botão direito do rato, liga-se a linha de referência onde se compara o que se programou com o que a máquina está a impôr. No caso do estudo aqui

relatado, como os ensaios são não drenados não se pode esquecer de fechar a torneira de ligação ao BP de modo a que a água não saia do provete.

2.2.6. FINAL DO ENSAIO

Para se desligar o ensaio é necessário verificar se este está realmente parado e se realizou o pretendido. Para tal verifica-se se o cronómetro está parado e se o procedimento acabou na ultima solicitação definida.

Quando estas condições estão validadas pode-se “terminar” a monitorização carregando no respectivo botão. Registam-se os valores adquiridos e abre-se a torneira da contrapressão (BP), quando é necessário colocar nova pressão.

Dá-se uma velocidade ao pistão impondo uma subida. O passo seguinte é carregar no botão “on” para o transformar em “off”, neste momento a máquina cíclica está desligada. O sistema começa com o tratamento de dados e guarda-os em formato *.csv. Para se poder tratar os dados é necessários converter para uma folha de cálculo (tipo EXCEL).

Para converter os ficheiros acciona-se em “ferramentas”, seguidamente em “conversor csv – xls”, escolhe-se o ensaio e acciona-se “converter”.

Caso o pistão não esteja na posição pretendida, pode-se recolher ou avançar, seleccionando a opção “Ferramentas”, “Comando manual”. Para tal, a célula de carga tem que estar ligada para o sistema reconhecer a função que se pretende dar. Deve-se escolher a unidade energética assim como a célula de carga a usar. Clica-se em “off” para transformar o botão em “on” e aplica-se uma velocidade, escolhendo depois o botão pressionando continuamente com modo de deslocamento pretendido.

2.3 CALIBRAÇÕES

A primeira tarefa que se deve realizar antes de se começar um ensaio será verificar as calibrações dos transdutores de deslocamento, quer internos quer externos assim como da célula de carga a utilizar.

Para a calibração dos transdutores de deslocamento utiliza-se um aparelho específico desenvolvido no Laboratório de Geotecnia da FEUP, designado por “calibrador” que permite saber, com base num micrómetro, exactamente quantos milímetros se deslocaram os pontos de apoio do transdutor (1 mm corresponde a 2 voltas). A calibração consiste em fornecer ao sistema de aquisição, para vários níveis de deformação, a indicação de quantos milímetros correspondem os *Volts* que se registam, fazendo-se a conversão de *Volts* em milímetros durante o ensaio.



Figura 2.15- Calibrador de LVDT's

A calibração da célula de carga é realizada numa prensa mecânica com o auxílio de uma outra célula de carga padrão já calibrada. Ligam-se ambas as células em série à prensa mecânica.

A célula já calibrada vai servir de referência ligando-se a um sistema de aquisição “*Datalog*” para se poder efectuar as diversas leituras de carga. A célula alvo de calibração vai ser ligada a um sistema de aquisição que, no final da calibração, vai fornecer a curva de calibração da célula de carga.

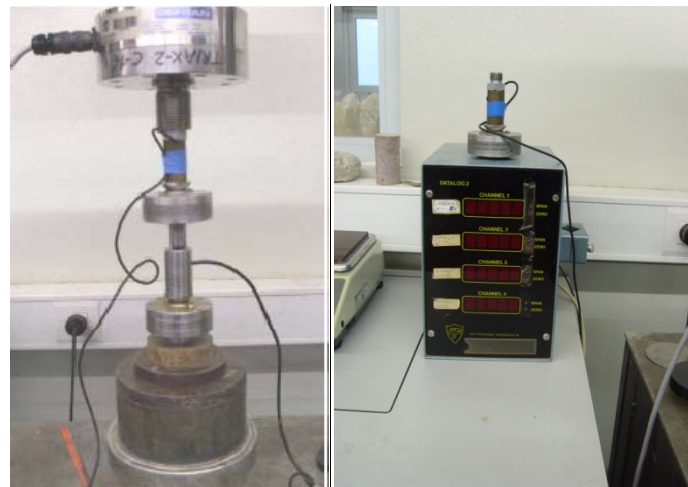


Figura 2.16- a) Célula de carga ligada em série a outra célula de carga (Vitali, 2008); b) *Datalog*

2.4 TRANSDUTORES DE DESLOCAMENTO LINEARES (LVDT)

O *linear variable differential transformer*, mais conhecido pelo diminutivo LVDT, é um transdutor de deslocamento linear que mede a compressão ou a expansão de um provete.

Neste equipamento, existem dois tipos de transdutores de deslocamento linear, os internos e os externos. Relativamente aos internos, estes serão colocados entre dois suportes, que se designam de âncoras. Os LVDT internos ainda podem ser axiais ou radiais: são axiais se são aplicados paralelamente à geratriz dos provetes, medindo a variação da altura do provete entre as âncoras e radiais se são aplicados na perpendicular e em torno do perímetro circular, para registo da evolução do diâmetro (Figura 2.17).

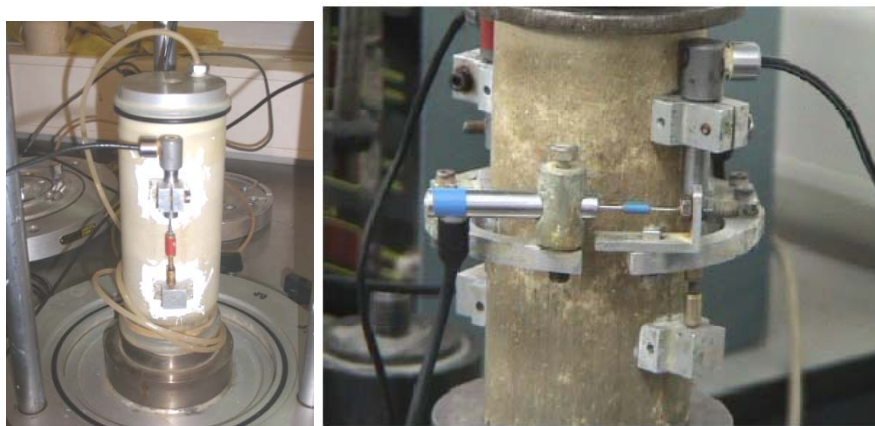


Figura 2.17– LVDT's internos, esquerda é axial e o da direita radial

No que se refere aos transdutores externos, estes ficam aparafusados ao pistão da célula de carga com o auxílio de um suporte e ficam em contacto com a tampa da câmara triaxial ou apoiados numa superfície lisa, como por exemplo uma mola, registando a variação da altura total do provete (Figura 2.18).



Figura 2.18– LVDT externo

O transdutor funciona como um sensor, e é constituído por três bobinas e um núcleo cilíndrico de material ferromagnético de alta permeabilidade. Ele fornece como saída um sinal linear, proporcional ao deslocamento do núcleo, que está fixado ou em contacto com o que se deseja medir.

A bobina central é designada como bobina primária e as restantes bobinas secundárias. Para se efectuar a medição, uma corrente alternada é aplicada na bobina primária, fazendo com que uma tensão seja induzida em cada bobina secundária proporcionalmente à indutância mútua com a bobina primária.

Indutância mútua acontece quando vários circuitos estão próximos uns dos outros. O fluxo magnético através de um circuito depende não só das correntes que circulam no circuito como também das correntes vizinhas. A indutância mútua depende da geometria das duas bobinas, da orientação relativa e da distância entre as mesmas (Figura 2.10).

A frequência da corrente alternada está geralmente entre 1 e 10 kHz. De acordo com a movimentação do núcleo, esta indutância mútua muda, fazendo com que as tensões nas bobinas secundárias mudem também.

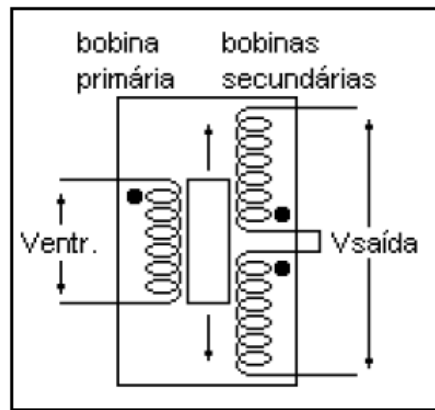


Figura 2.19– Representação do interior do LVDT

As bobinas estão ligadas em série inversa. Com este tipo de ligação, a tensão de saída é a diferença entre as duas tensões secundárias. Quando o núcleo está na posição central, equidistante em relação às duas bobinas secundárias, com tensões de igual amplitude, no entanto opostas, a tensão de saída é zero. Quando o núcleo é movimentado numa direcção, a tensão de uma das bobinas secundárias aumenta enquanto a outra diminui, fazendo com que a tensão aumente de zero para um máximo. Esta tensão está em fase com a tensão primária.

2.5 BOMBAS HIDRÁULICAS SERVO CONTROLADAS

A GDS *instruments* desenvolveu uma bomba hidráulica servo controlada, cuja designação passa a ser neste trabalho de “GDS”, que permite automatizar o controlo de pressões e de volume numa câmara triaxial. Previamente à utilização destes equipamentos, era necessário realizar esse controle por uma coluna de pressões associada a reguladores de pressão.

O GDS é um equipamento digital de alta precisão com capacidade de aplicação de tensões que segundo o fabricante podem variar entre 1 MPa e 4 MPa, sendo o mais comum de 3 MPa. O GDS que o Laboratório de Geotecnia da FEUP tem, apresenta uma capacidade de 2 MPa (Figura 2.20).

No interior do equipamento existe um microprocessador que controla a medição da pressão, fazendo variar a posição do cilindro que pressiona o líquido. Geralmente o líquido utilizado é água destilada, assim como a capacidade do reservatório é de 200 ml.

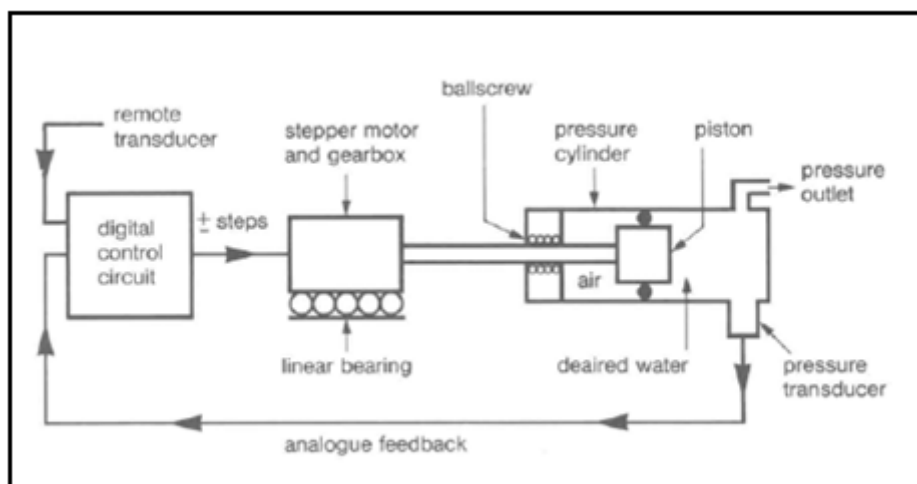


Figura 2.20– Representação esquemática do funcionamento de um GDS

O controlo das pressões é efectuado através do deslocamento da água dentro do parafuso. O parafuso desloca-se sobre uma calha e varia a sua posição em função da pressão que contém. Se a pressão for baixa, o parafuso vai estar distendido e com água destilada na sua capacidade máxima, à medida que as pressões aumentam, o parafuso vai encolhendo e o reservatório de água começa a esvaziar, uma vez que, como foi dito anteriormente, o controlo das pressões é realizado recorrendo ao reservatório de água.

Anexos A3

No Anexo A3, apresentam-se quadros que devido à sua dimensão não foi possível incorporar no corpo da tese.

Quadro 5 da EN 13286-7:2004

Alto nível de tensão		
Tensão de confinamento (kPa)	Tensão de desvio (kPa)	
constante	mínimo	máximo
20	0	30
20	0	50
20	0	80
20	0	115
35	0	50
35	0	80
35	0	115
35	0	150
35	0	200
50	0	80
50	0	115
50	0	150
50	0	200
50	0	280
70	0	115
70	0	150
70	0	200
70	0	280
70	0	340
100	0	150
100	0	200
100	0	280
100	0	340
100	0	400
150	0	200
150	0	280
150	0	340
150	0	400
150	0	475

Quadro 6 da EN 13286-7:2004

Sequência 1			Sequência 2		
Tensão confinamento	Tensão de desvio		Tensão confinamento	Tensão de desvio	
	constante	mínimo máximo		constante	mínimo máximo
20	0	50	45	0	100
20	0	80	45	0	180
20	0	110	45	0	240
20	0	140	45	0	300
20	0	170	45	0	360
20	0	200	45	0	420

Sequência 3		
Tensão confinamento	Tensão de desvio	
	constante	mínimo máximo
70	0	120
70	0	240
70	0	320
70	0	400
70	0	480
70	0	560

Sequência 4			Sequência 5		
Tensão confinamento	Tensão de desvio		Tensão confinamento	Tensão de desvio	
	constante	mínimo máximo		constante	mínimo máximo
100	0	200	150	0	200
100	0	300	150	0	300
100	0	400	150	0	400
100	0	500	150	0	500
100	0	600	150	0	600

QUADROS DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE - ENSAIO TIPO 1

T1 = 5% CIMENTO

Quadro 3.1 – Deformação Permanente para 5% de cimento e frequência de 1 Hz

Deformação Permanente $\epsilon_p = \epsilon_p(5000) - \epsilon_p(1)$ (%)				
TC (5) T1 1 Hz	Def_Ext	LVDT1	LVDT5	Def_ext_50mm
50kPa_5_80	0,008529	-0,005808	0,002778	0,004764
50kPa_5_115	0,009072	-0,000884	0,001389	0,003386
50kPa_5_150	0,006048	0,000126	0,001389	0,004919
50kPa_5_200	0,004962	0,004419	0,001806	0,002766
50kPa_5_280	0,003799	0,007449	0,001389	0,000741
100kPa_5_150	0,006747	0,002020	0,001389	0,007651
100kPa_5_200	-0,003722	-0,005429	0,001111	-0,004291
100kPa_5_280	0,000078	-0,001894	0,000139	-0,002249
100kPa_5_340	0,007134	0,026768	0,001389	0,005325
100kPa_5_400	0,020085	0,001389	0,001389	0,012442
150kPa_5_200	0,013265	-0,001768	0,001389	0,008343
150kPa_5_280	-0,009619	0,000758	-0,001389	-0,004077
150kPa_5_340	0,013497	-0,004293	0,001944	0,006912
150kPa_5_400	0,012567	0,004798	-0,001111	0,002456
150kPa_5_475	0,012644	0,003409	-0,000139	0,023134

Quadro 3.2 – Deformação Permanente para 5% de cimento e frequência de 3 Hz

Deformação Permanente $\varepsilon_p = \varepsilon_p(5000) - \varepsilon_p(1)$ (%)				
TC (5) T1 3 Hz	Def_Ext	LVDT1	LVDT5	Def_ext_50mm
50kPa_5_80	-0,003671	0,001667	-0,001389	-0,003203
50kPa_5_115	0,004687	-0,000694	-0,000417	0,004687
50kPa_5_150	0,020152	0,004861	-0,000694	0,008358
50kPa_5_200	0,016872	0,002917	0,000000	0,006405
50kPa_5_280	0,015388	0,007639	0,000000	0,010154
100kPa_5_150	-0,034760	0,004028	-0,006944	-0,023278
100kPa_5_200	0,003671	0,003889	0,000000	0,006640
100kPa_5_280	0,003125	0,007222	0,000000	0,007968
100kPa_5_340	0,009686	0,009028	0,001389	0,011951
100kPa_5_400	0,020153	0,012639	0,002778	0,014841
150kPa_5_200	-0,028439	0,002778	-0,006944	-0,021173
150kPa_5_280	0,016720	0,012500	0,000000	0,005000
150kPa_5_340	0,011876	0,011944	0,000972	0,010469
150kPa_5_400	0,006172	0,014167	0,001389	0,014689
150kPa_5_475	0,018361	0,014583	0,005556	0,024220

T1 = 2% CIMENTO

Quadro 3.3 – Deformação Permanente para 2% de cimento e frequência de 1 Hz

Deformação Permanente $\varepsilon_p = \varepsilon_p(5000) - \varepsilon_p(1)$ (%)				
TC (2) T1 1 Hz	Def_Ext	LVDT1	LVDT5	Def_ext_50mm
50kPa_5_80	0,014726	0,025505	-0,014444	0,006459
50kPa_5_115	0,011471	0,022601	-0,005556	0,008956
50kPa_5_150	0,016121	0,020455	-0,000833	0,014726
50kPa_5_200	0,008293	0,007197	0,004722	0,010248
50kPa_5_280	0,025189	0,008586	0,008194	0,014640
100kPa_5_150	0,013797	0,027778	-0,019583	0,004564
100kPa_5_200	0,018215	0,022854	-0,004583	0,011885
100kPa_5_280	0,026896	0,010354	0,004583	0,013866
100kPa_5_340	0,026741	0,002778	0,004583	0,020755
100kPa_5_400	0,029066	0,004924	0,004722	0,025061
150kPa_5_200	0,014884	0,031818	-0,016111	0,005340
150kPa_5_280	0,020698	0,022980	-0,009722	0,011542
150kPa_5_340	0,014341	0,010480	-0,004444	0,016193
150kPa_5_400	0,016977	0,013131	0,003333	0,017399
150kPa_5_475	0,047288	0,036869	0,034583	0,053490

Quadro 3.4 – Deformação Permanente para 2% de cimento e frequência de 3 Hz

Deformação Permanente $\epsilon_p = \epsilon_p(5000) - \epsilon_p(1)$ (%)				
TC (2) T1 3 Hz	Def_Ext	LVDT1	LVDT5	Def_ext_50mm
50kPa_5_80	-0,033747	-0,025417	-0,051389	-0,030220
50kPa_5_115	0,015711	0,006944	-0,016944	0,002966
50kPa_5_150	0,023327	0,012361	0,002222	0,015471
50kPa_5_200	0,018357	0,014028	0,011111	0,023086
50kPa_5_280	0,021723	0,019167	0,030278	0,033347
100kPa_5_150	-0,106693	-0,119861	-0,133889	-0,111342
100kPa_5_200	-0,034629	-0,007639	-0,030139	-0,036713
100kPa_5_280	-0,051864	-0,006944	-0,028333	-0,049299
100kPa_5_340	-0,082645	-0,012500	-0,036250	-0,074870
100kPa_5_400	-0,166733	-0,046806	-0,040000	-0,146613
150kPa_5_200	-0,052597	-0,068611	-0,091250	-0,053962
150kPa_5_280	0,027864	0,018750	0,020278	0,027704
150kPa_5_340	0,045611	0,037500	0,028056	0,040231
150kPa_5_400	0,014374	0,001111	0,002500	0,020477
150kPa_5_475	0,115714	0,108611	0,145694	0,124788

QUADROS DEFORMAÇÃO RESILIENTE – ENSAIO TIPO 1

T1 = 5% CIMENTO

Quadro 3.5 – Deformação resiliente para 5% de cimento e frequência de 1 Hz

Deformação Resiliente (%)				
TC (5) T1 1 Hz	Def_Ext	LVDT1	LVDT5	Def_ext_50mm
70kPa_5_340	0,103330	0,012609	0,006089	0,073590
50kPa_5_80	0,031377	0,006150	0,001562	0,013646
50kPa_5_115	0,043748	0,005898	0,002561	0,024526
50kPa_5_150	0,053252	0,005621	0,002736	0,032596
50kPa_5_200	0,396583	0,007714	0,008042	0,351639
50kPa_5_280	0,249458	0,006231	0,006837	0,213916
100kPa_5_150	0,045738	0,004887	0,002876	0,021008
100kPa_5_200	0,285961	0,006458	0,006396	0,244369
100kPa_5_280	0,238194	0,006614	0,007380	0,202642
100kPa_5_340	0,166839	0,006087	0,006976	0,131219
100kPa_5_400	0,190063	0,005759	0,008122	0,155178
150kPa_5_200	0,052533	0,005552	0,003713	0,027347
150kPa_5_280	0,242712	0,007188	0,007214	0,200449
150kPa_5_340	0,125775	0,010467	0,006310	0,092067
150kPa_5_400	0,164348	0,009641	0,007576	0,128472
150kPa_5_475	0,262034	0,010533	0,008726	0,226367

Quadro 3.6 – Deformação resiliente para 5% de cimento e frequência de 3 Hz

Deformação Resiliente (%)				
TC (5) T1 3 Hz	Def_Ext	LVDT1	LVDT5	Def_ext_50mm
70kPa_5_340	1,161914	0,027438	0,027347	1,155038
50kPa_5_80	0,090025	0,011766	0,005855	0,080526
50kPa_5_115	0,084439	0,012290	0,006697	0,075770
50kPa_5_150	0,087670	0,013555	0,008118	0,078510
50kPa_5_200	0,121403	0,013855	0,010601	0,106503
50kPa_5_280	0,203854	0,015348	0,015507	0,182242
100kPa_5_150	0,394596	0,017517	0,012781	0,377357
100kPa_5_200	0,107965	0,013335	0,009588	0,096717
100kPa_5_280	0,171980	0,014875	0,013749	0,153917
100kPa_5_340	0,245465	0,017092	0,016909	0,220123
100kPa_5_400	0,293927	0,020763	0,019306	0,263385
150kPa_5_200	0,445561	0,016969	0,014652	0,417200
150kPa_5_280	0,177428	0,014054	0,012738	0,158037
150kPa_5_340	0,245144	0,016843	0,015944	0,220616
150kPa_5_400	0,310145	0,020079	0,017790	0,281998
150kPa_5_475	0,447166	0,024361	0,021895	0,410778

T1 = 2% CIMENTO

Quadro 3.7 – Deformação resiliente para 2% de cimento e frequência de 1 Hz

Deformação Resiliente (%)				
TC (2) T1 1 Hz	Def_Ext	LVDT1	LVDT5	Def_ext_50mm
70kPa_5_340	0,200560	0,092837	0,040120	0,164415
50kPa_5_80	0,053103	0,018919	0,003306	0,029458
50kPa_5_115	0,091365	0,029808	0,008395	0,060501
50kPa_5_150	0,119928	0,041279	0,014484	0,084097
50kPa_5_200	0,150742	0,054013	0,024582	0,110893
50kPa_5_280	0,223319	0,082532	0,045506	0,180494
100kPa_5_150	0,084932	0,029271	0,010330	0,050857
100kPa_5_200	0,144028	0,053329	0,019660	0,103760
100kPa_5_280	0,216495	0,086149	0,034707	0,172254
100kPa_5_340	0,263723	0,103556	0,045672	0,215506
100kPa_5_400	0,462550	0,115554	0,057624	0,407544
150kPa_5_200	0,092620	0,033032	0,016366	0,060097
150kPa_5_280	0,189274	0,065692	0,033644	0,149927
150kPa_5_340	0,234899	0,088965	0,041847	0,188524
150kPa_5_400	0,245344	0,110542	0,050450	0,193074
150kPa_5_475	0,463766	0,134702	0,064872	0,404701

Quadro 3.8 – Deformação resiliente para 2% de cimento e frequência de 3 Hz

Deformação Resiliente (%)				
TC (2) T1 3 Hz	Def_Ext	LVDT1	LVDT5	Def_ext_50mm
70kPa_5_340	1,435830	0,287169	0,427935	1,382652
50kPa_5_80	0,171535	0,051365	0,064249	0,150217
50kPa_5_115	0,220950	0,078595	0,092139	0,192396
50kPa_5_150	0,249787	0,109472	0,134455	0,220145
50kPa_5_200	0,341975	0,160666	0,205907	0,303575
50kPa_5_280	0,502454	0,214050	0,285339	0,451193
100kPa_5_150	0,585952	0,116770	0,180541	0,544257
100kPa_5_200	0,327855	0,128760	0,178891	0,288957
100kPa_5_280	0,461329	0,184681	0,254751	0,413329
100kPa_5_340	0,566422	0,214845	0,287421	0,510205
100kPa_5_400	0,880986	0,252659	0,344041	0,811676
150kPa_5_200	0,706617	0,124264	0,180512	0,661499
150kPa_5_280	0,419260	0,149656	0,206937	0,374270
150kPa_5_340	0,524336	0,183122	0,252751	0,473503
150kPa_5_400	0,814659	0,226681	0,310334	0,751085
150kPa_5_475	1,340302	0,285442	0,398035	1,257171

QUADROS DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE - ENSAIO TIPO 2

Quadro 3.9 – Deformação resiliente para 5% de cimento e frequência de 1 Hz

Deformação Permanente $\epsilon(5\ 000) - \epsilon(3\ 000)$ (%)				
TC (5) T2 1 Hz	Def_Ext	LVDT1	LVDT5	Def_ext_50mm
40kPa_vácuo_5_100	-0.007317	0.005934	-0.002778	0.00171906
40kPa_vácuo_5_240	0.001705	-0.001515	0	-0.000625113
40kPa_vácuo_5_360	0.000923	0.000505	-0.000126	0.000156278
40kPa_5_100	-0.000814	-0.004419	-0.000505	0.000517
40kPa_5_240	-0.000974	0.002146	-0.000253	-0.000045
40kPa_5_360	0.000155	0.001136	-0.000505	0.000340
80kPa_5_200	-0.000923	0.001515	-0.001010	-0.001719
80kPa_5_400	0.001207	0.000000	-0.000126	0.000781
80kPa_5_600	0.000710	-0.000379	0.000126	-0.000078
150kPa_5_400	-0.002131	-0.000379	0.000884	-0.001016
150kPa_5_500	-0.000923	-0.002273	0.000631	-0.000781
150kPa_5_600	0.000142	0.000631	-0.000126	-0.000469

Quadro 3.10 – Deformação resiliente para 5% de cimento e frequência de 3 Hz

Deformação Permanente $\epsilon(5\ 000) - \epsilon(3\ 000)$ (%)				
TC (5) T2 3 Hz	Def_Ext	LVDT1	LVDT5	Def_ext_5/50mm
40kPa_5_100	0.000256	0.004899	-0.000884	0.000893
40kPa_5_240	0.006052	0.003245	-0.000985	0.003109
40kPa_5_360	0.000939	0.004407	-0.000669	0.004082
80kPa_5_200	0.005632	-0.004242	0.000290	-0.001313
80kPa_5_400	-0.004153	-0.002563	0.000126	-0.003518
80kPa_5_600	Ficou pelo ciclo 191 por limite do transdutor Def_ext_5mm			
150kPa_5_400	0.007324	0.004798	-0.001010	-0.000782
150kPa_5_500	0.002133	-0.006187	0.000505	-0.000924
150kPa_5_600	0.001209	-0.002525	0.000505	0.001707

Quadro 3.11 – Deformação resiliente para 2% de cimento e frequência de 1 Hz

Deformação Permanente $\epsilon(5\ 000) - \epsilon(3\ 000)$ (%)				
TC (2) T2 1 Hz	Def_Ext	LVDT1	LVDT5	Def_ext_50mm
40kPa_5_100	0.002456	0.001515	-0.001389	0.000926
40kPa_5_240	0.003088	-0.002778	0.001010	0.000772
40kPa_5_360	0.007368	0.001010	0.003030	0.002933
80kPa_5_200	0.001685	0.003662	0.000505	0.003398
80kPa_5_400	0.002177	0.005177	0.001515	0.003244
80kPa_5_600	0.011796	0.017424	0.007071	0.005638
150kPa_5_400	0.000141	0.003914	-0.001010	-0.001394
150kPa_5_500	0.002041	0.004293	0.000379	0.000542
150kPa_5_600	0.004223	0.000253	0.001515	0.002400

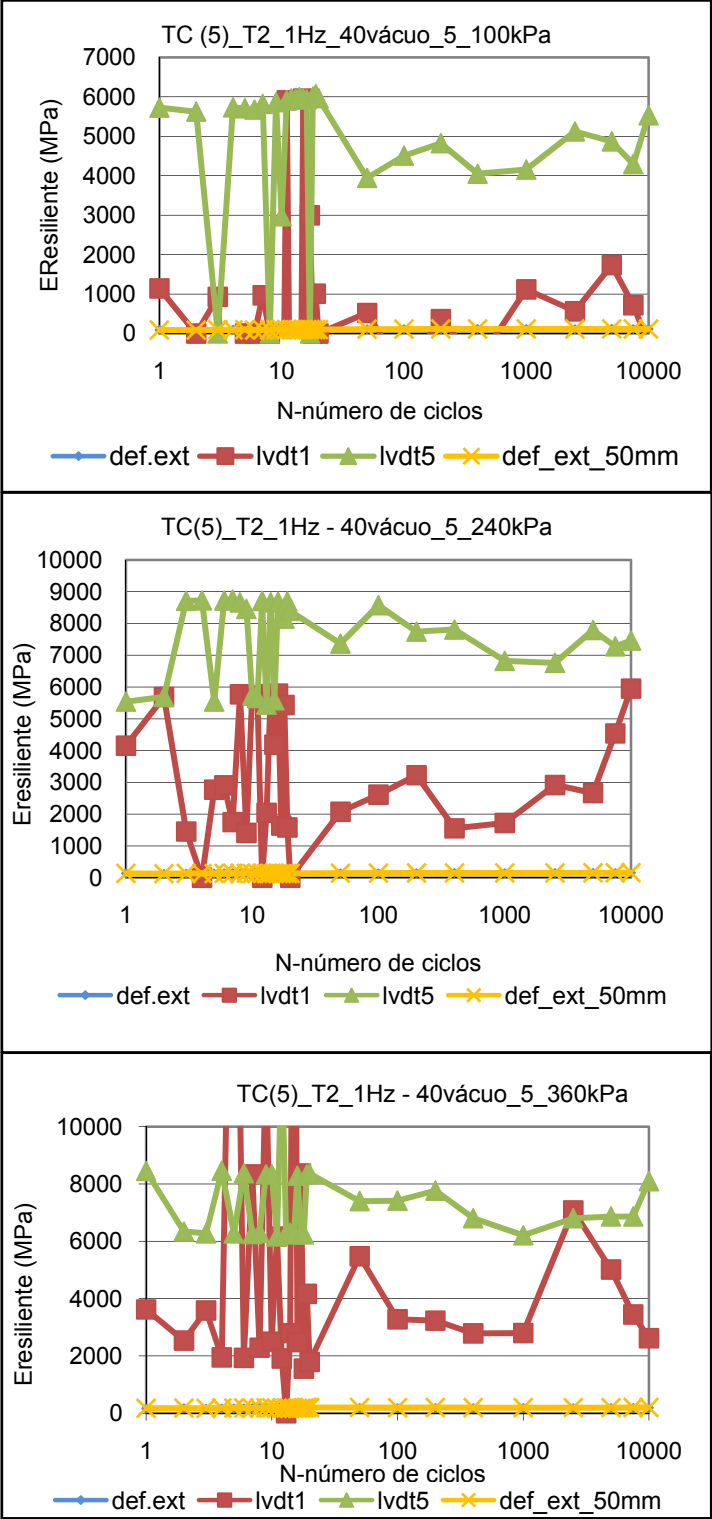
Quadro 3.12 – Deformação resiliente para 2% de cimento e frequência de 3 Hz

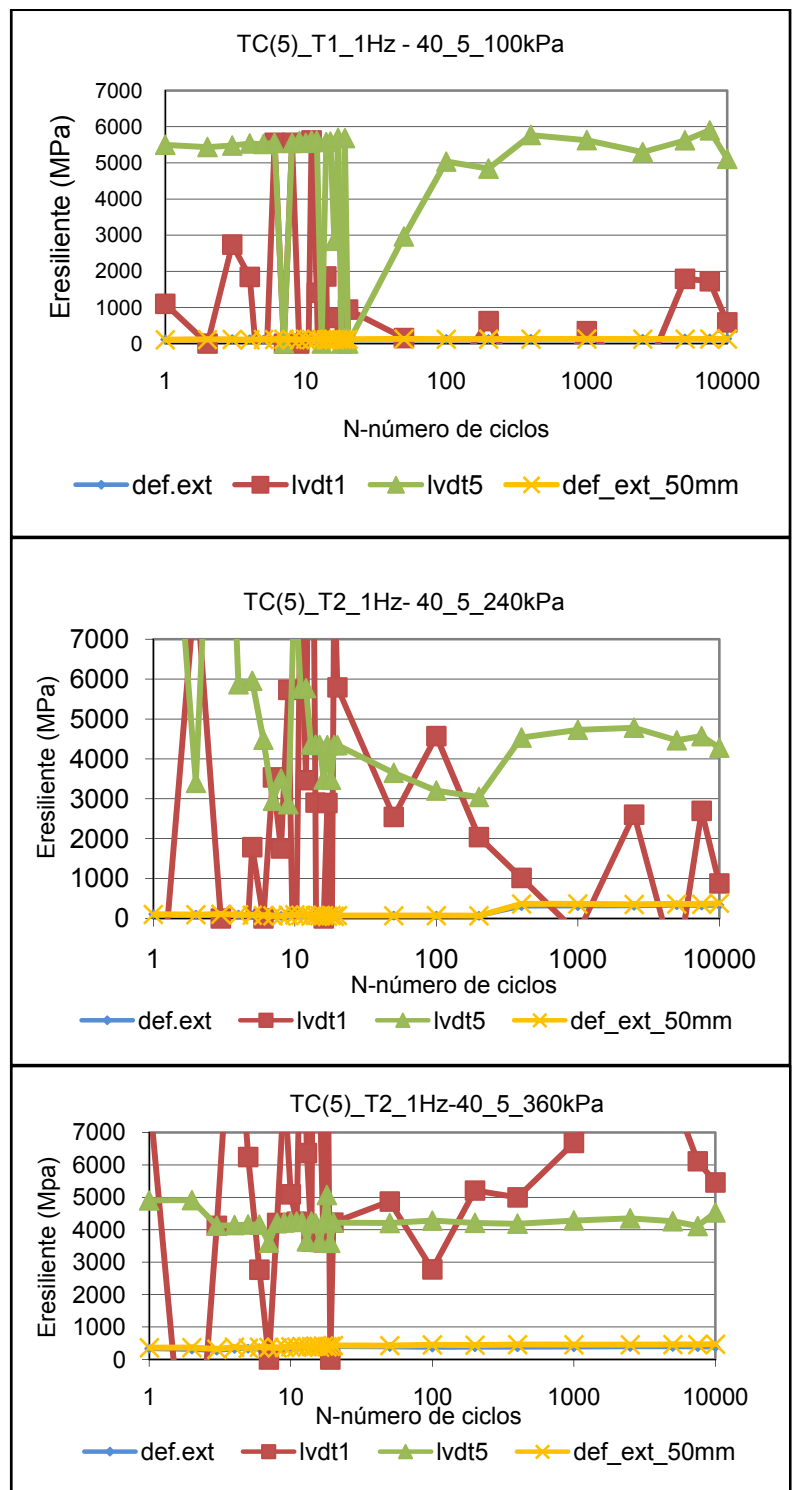
Deformação Permanente $\epsilon(5\ 000) - \epsilon(3\ 000)$ (%)				
TC (2) T2 3 Hz	Def_Ext	LVDT1	LVDT5	Def_ext_50mm
40kPa_5_100	-0.003192	-0.007071	0.001136	0.001632
40kPa_5_240	0.006882	0.007449	0.002652	0.005817
40kPa_5_360	0.032351	-0.003914	0.018182	0.026108
80kPa_5_200	0.005185	-0.007071	0.000126	-0.000142
80kPa_5_400	0.017118	0.006439	0.020076	0.022800
80kPa_5_600	O ensaio parou nos 3426 ciclos por limite do Def_ext_50mm			
150kPa_5_400	O ensaio não se realizou pois o provete rompeu			
150kPa_5_500	O ensaio não se realizou pois o provete rompeu			
150kPa_5_600	O ensaio não se realizou pois o provete rompeu			

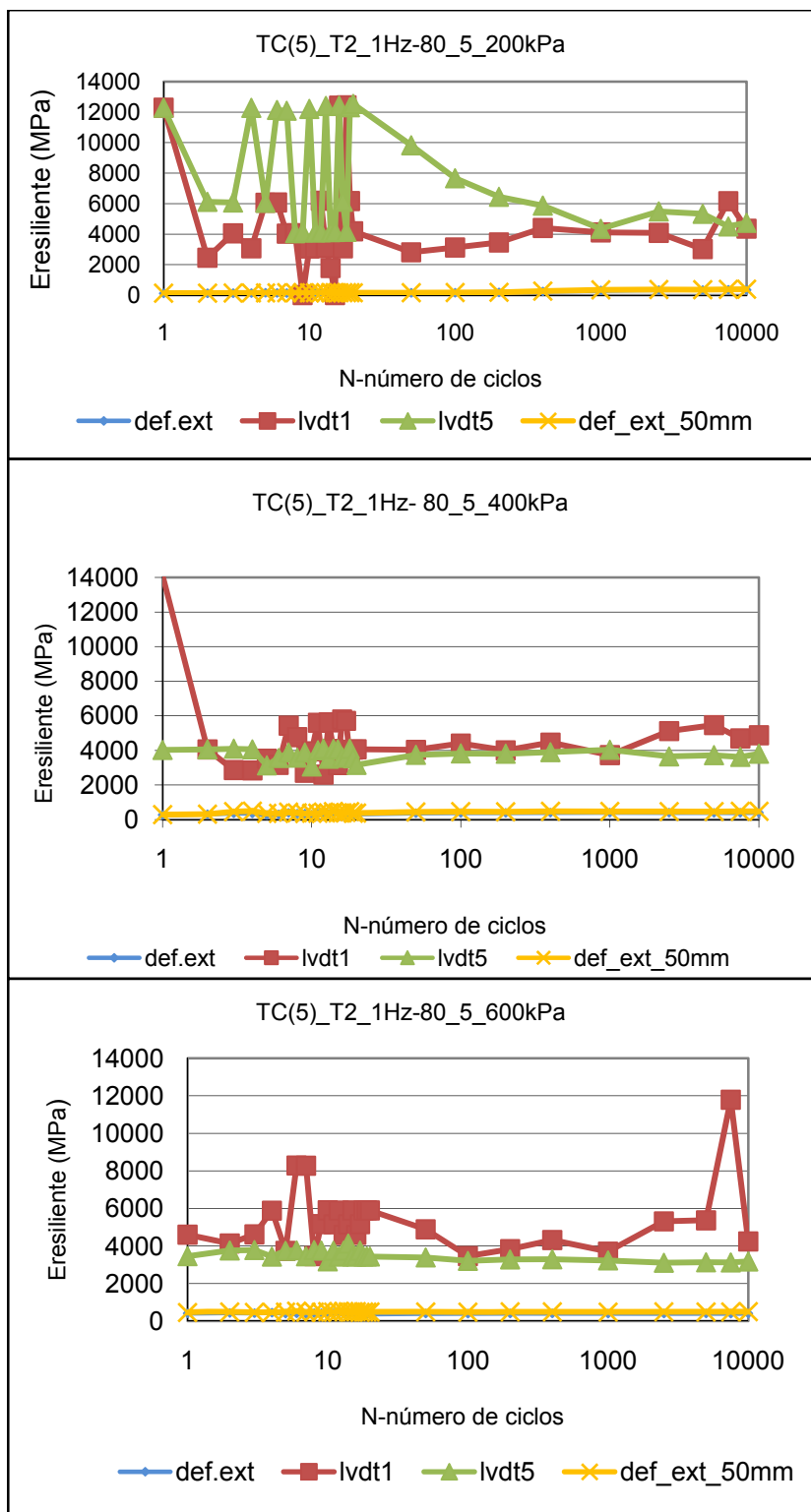
Anexos A4

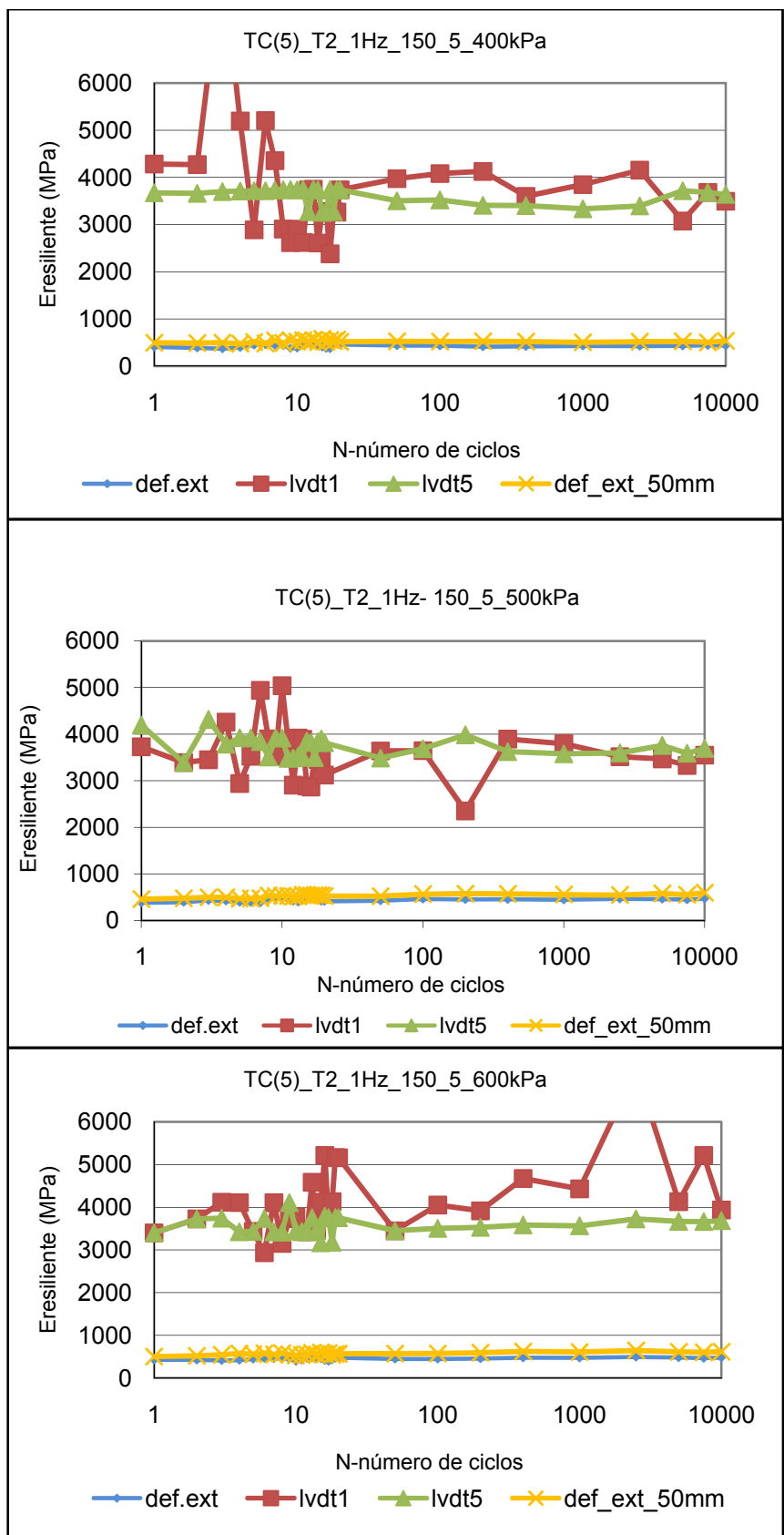
No Anexo A4, apresentam-se um conjunto de figuras que devido à sua dimensão não foi possível incorporar no corpo da tese.

Representação da variação do módulo resiliente em função dos ciclos. Em cada gráfico, no título, define-se o ensaio, a tensão de confinamento e a tensão de desvio.

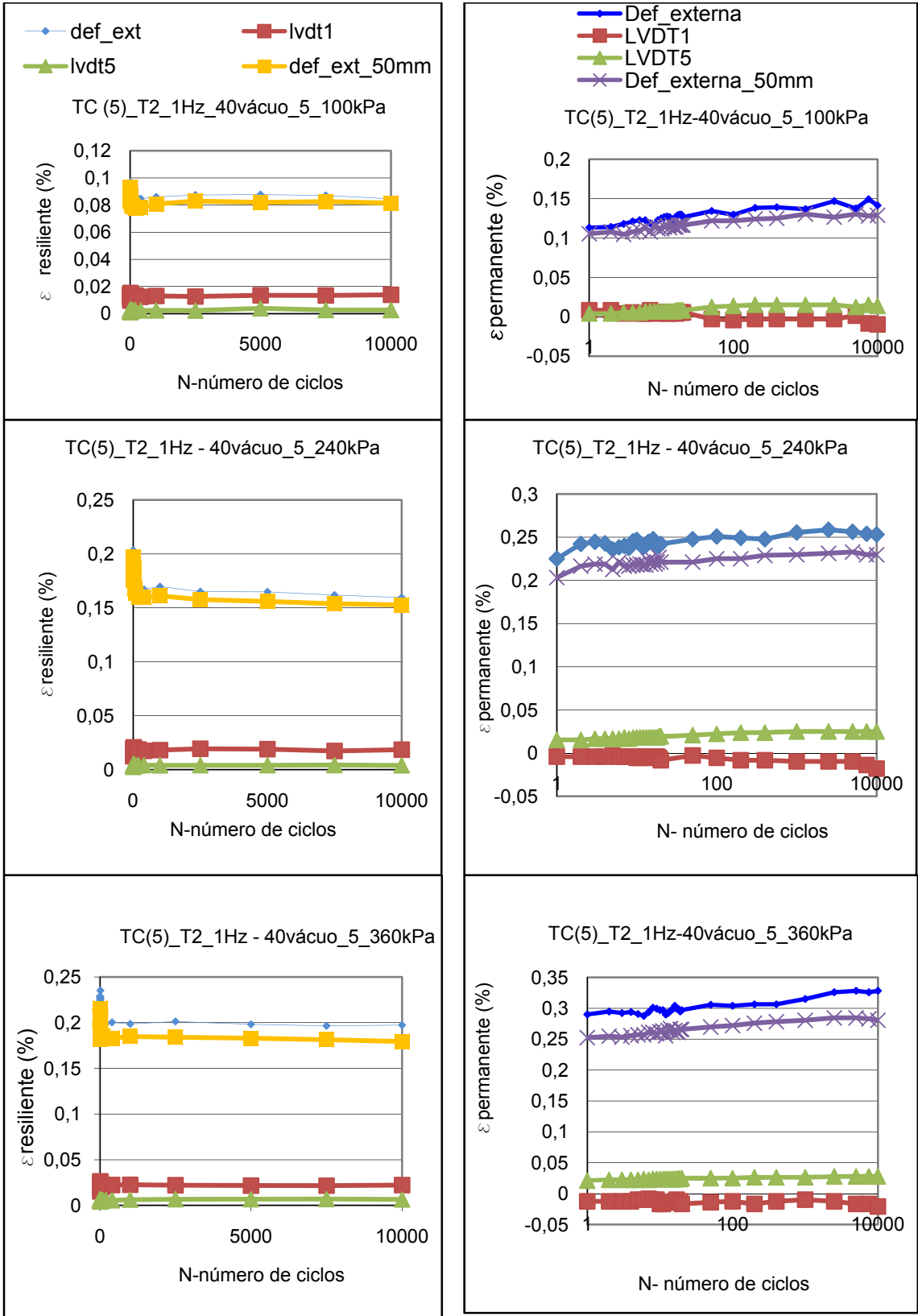


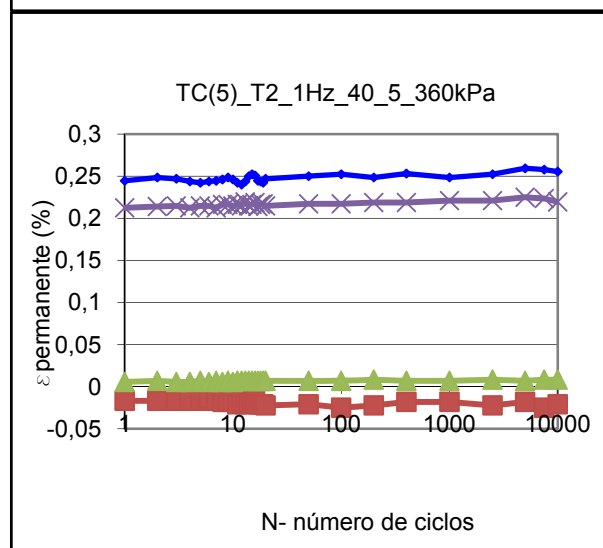
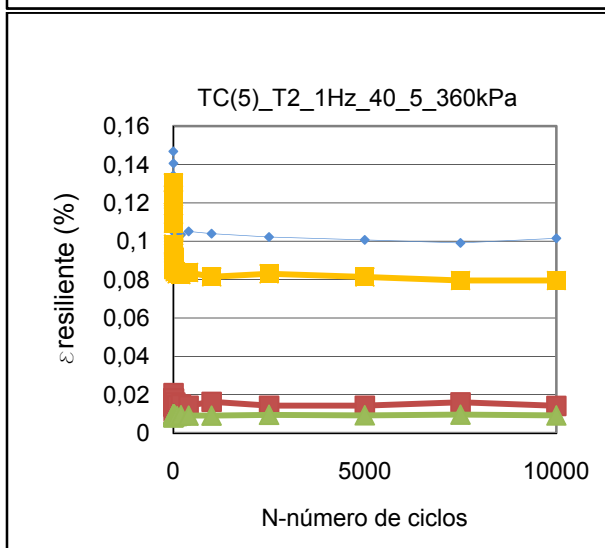
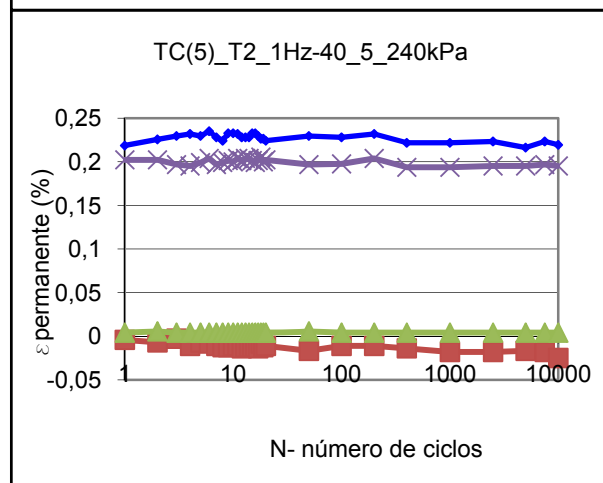
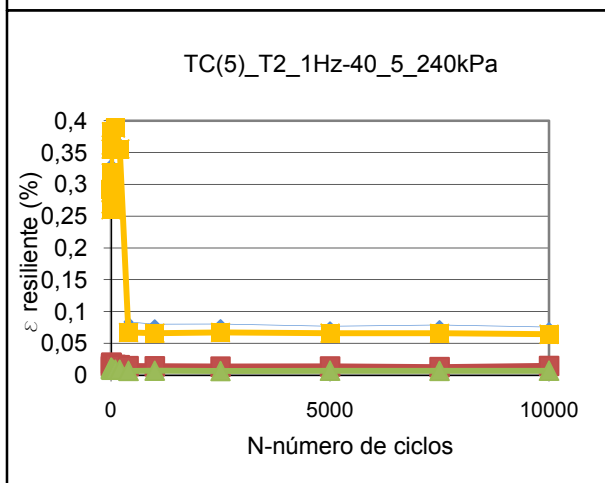
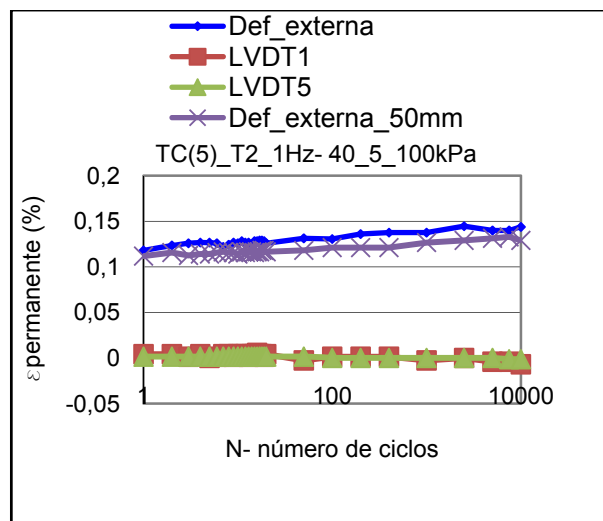
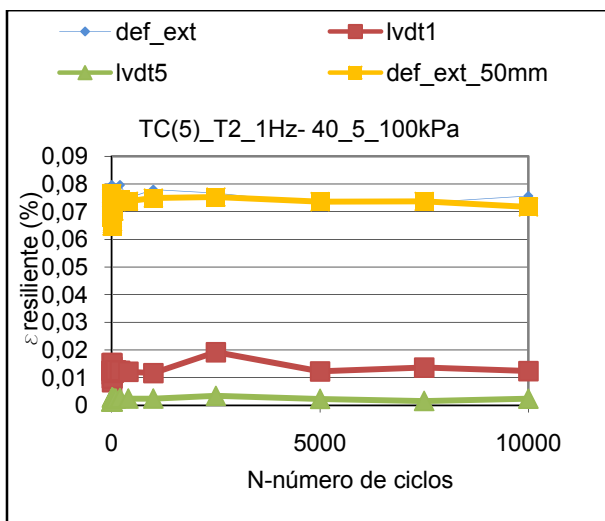


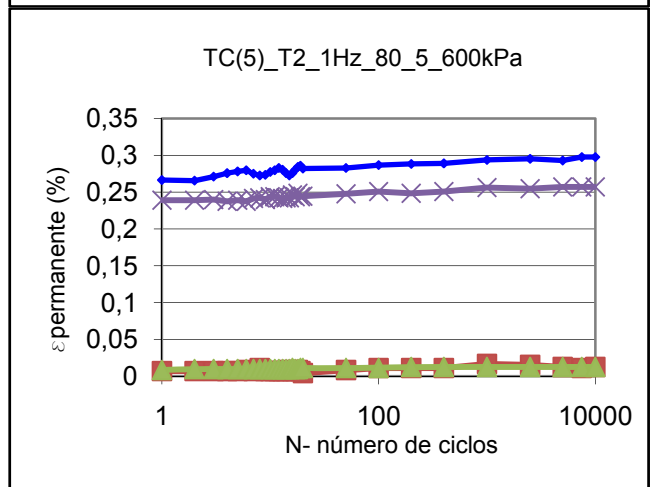
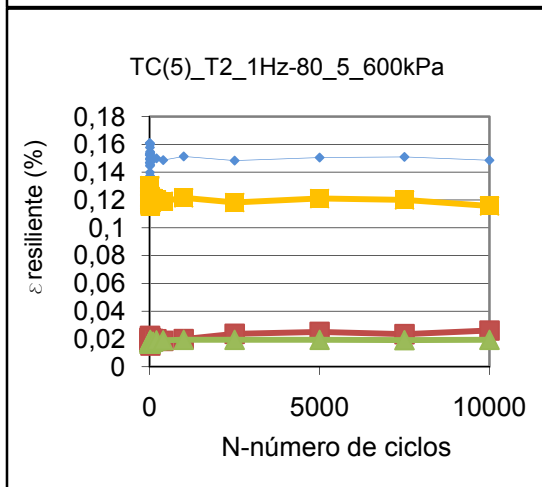
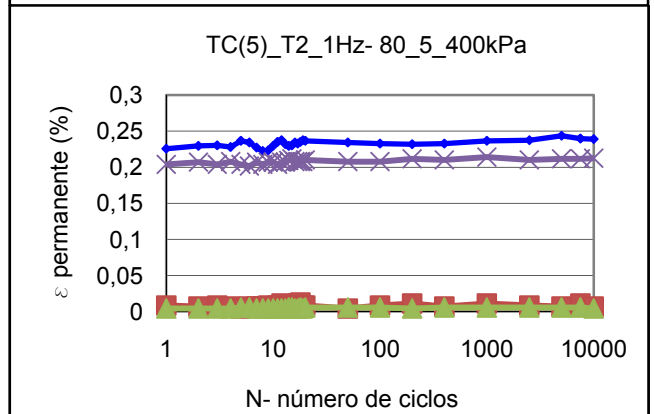
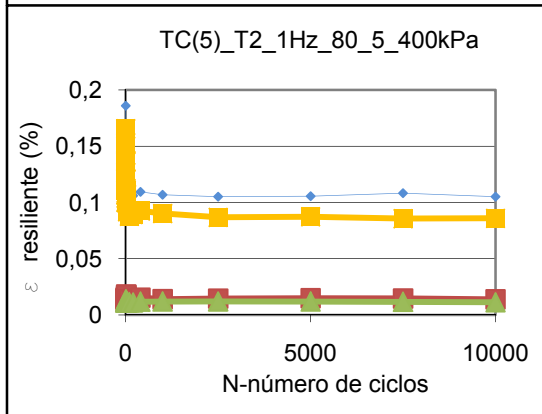
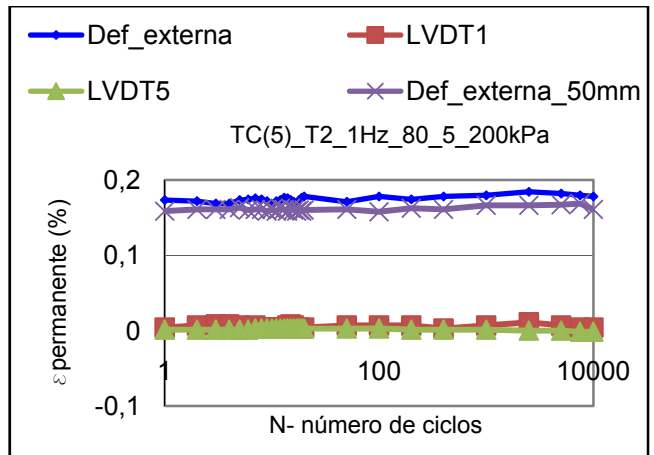
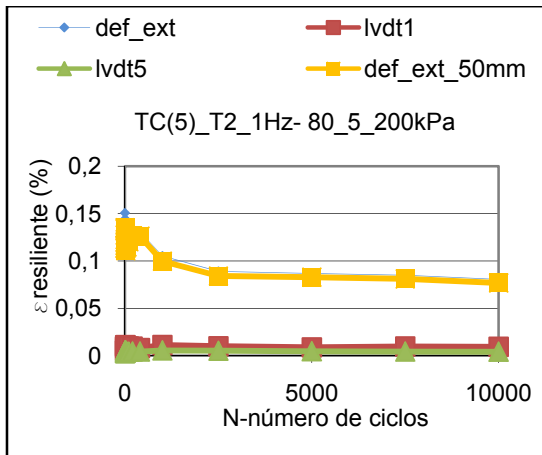


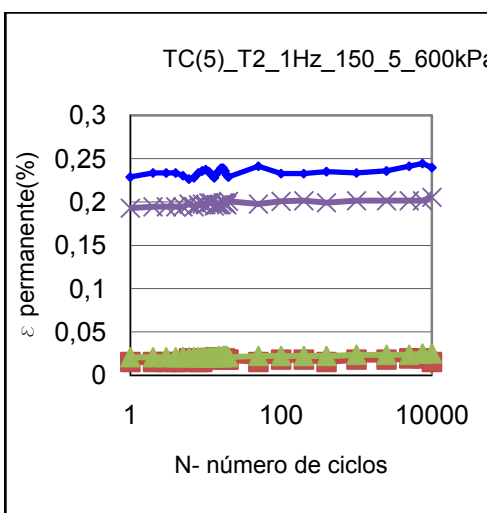
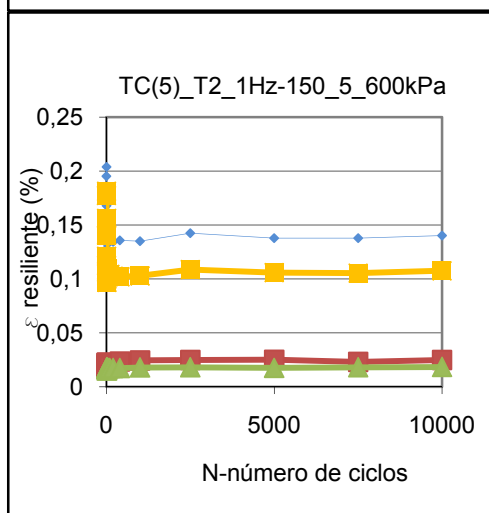
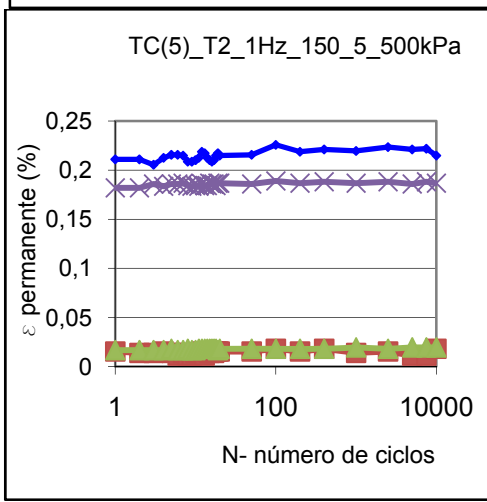
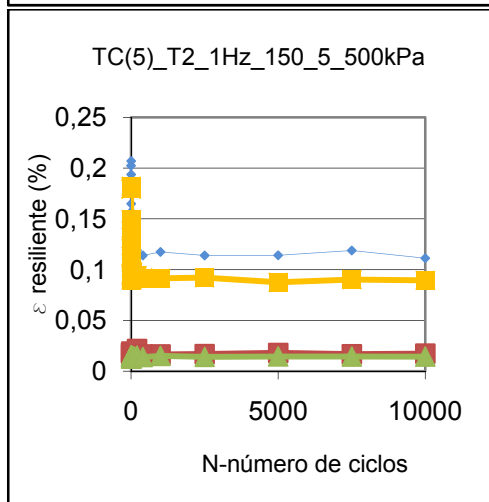
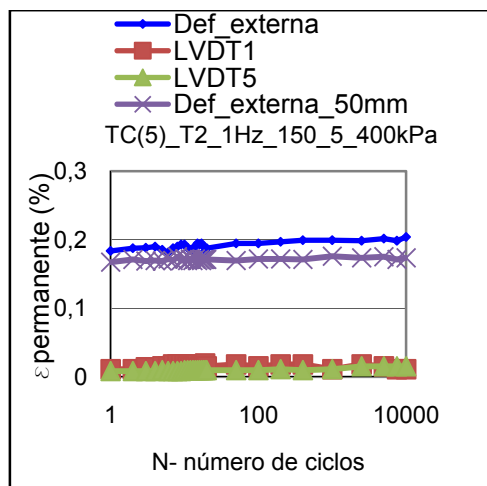
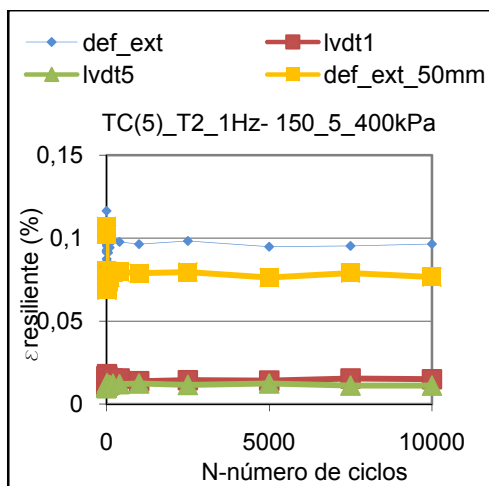


Representação das deformações permanentes e resilientes em função dos ciclos. Em cada gráfico, no título, define-se o ensaio, a tensão de confinamento e a tensão de desvio.

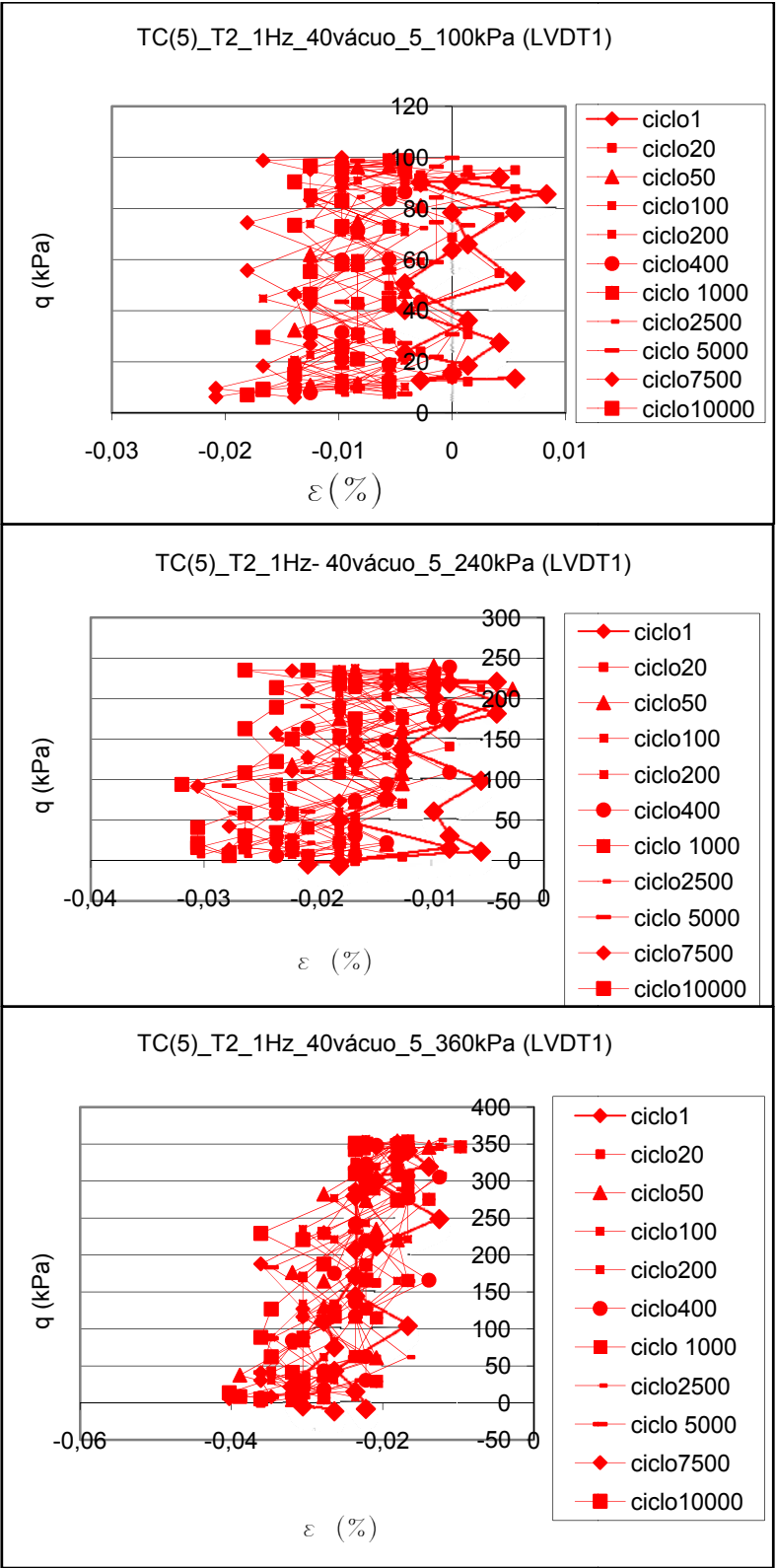


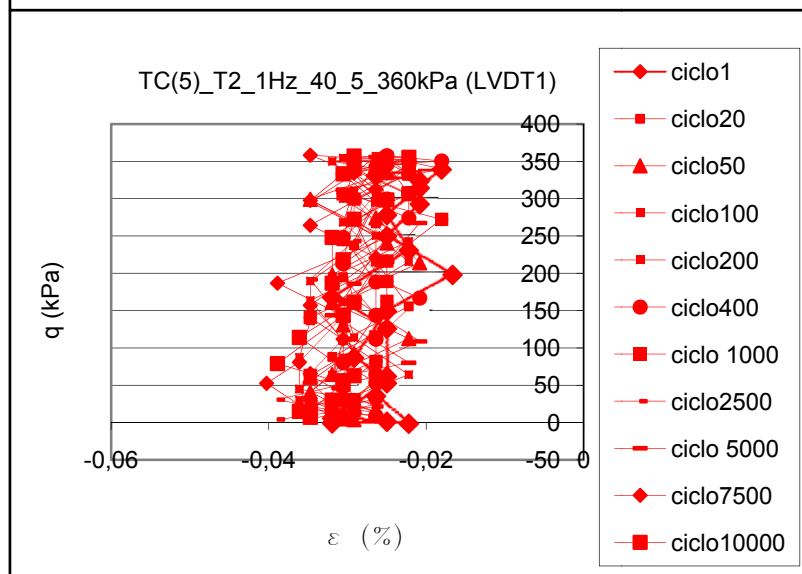
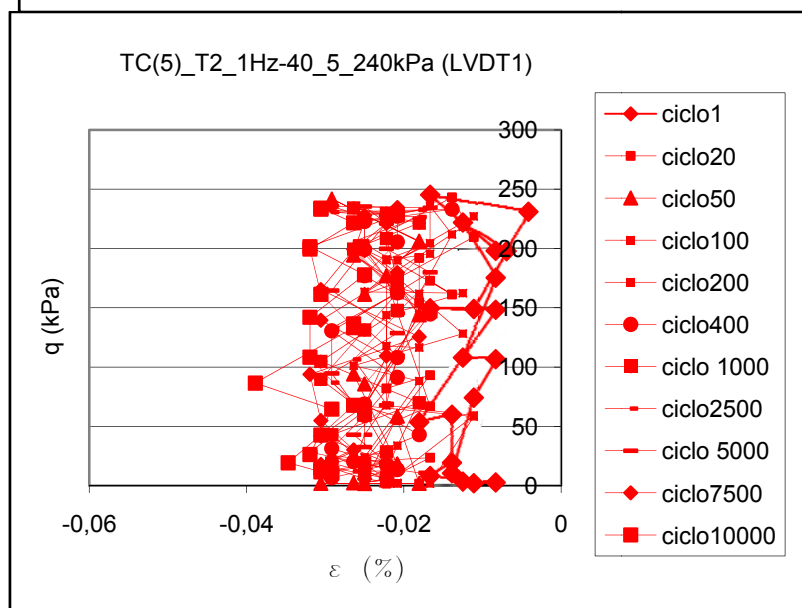
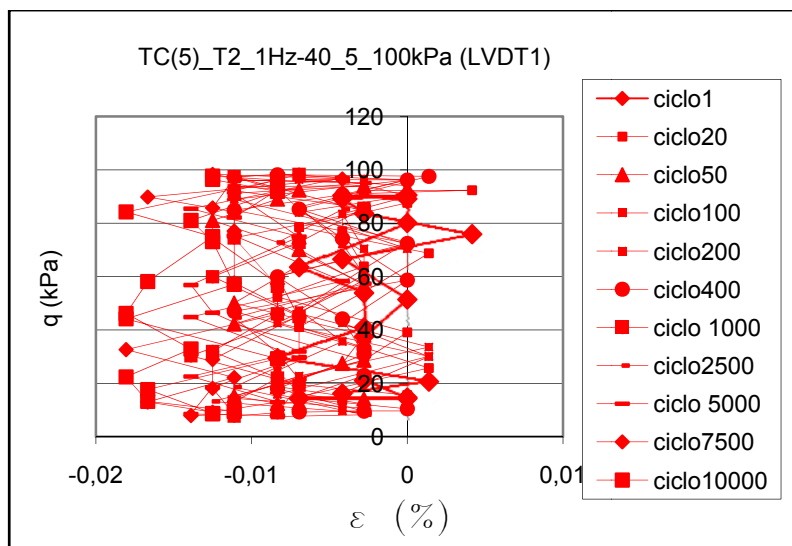


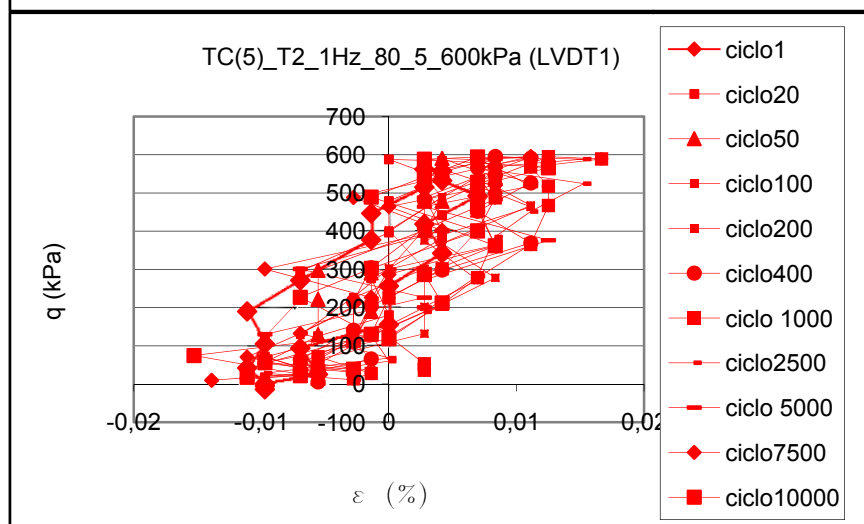
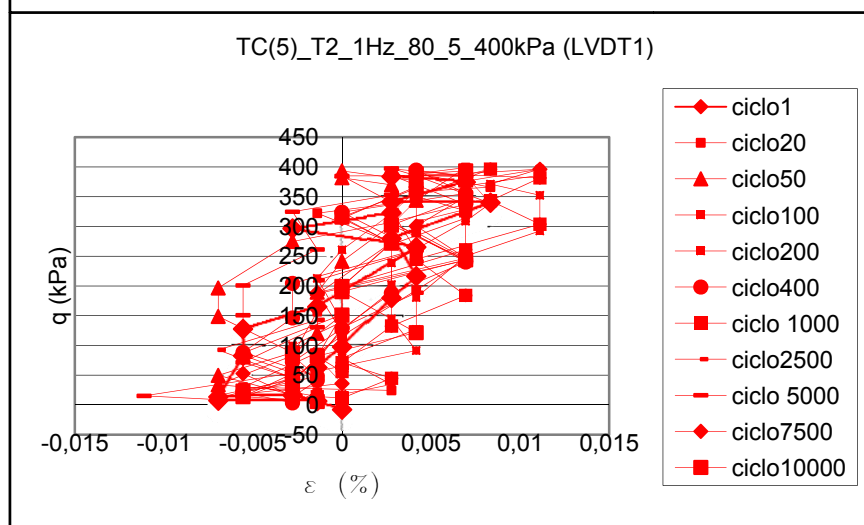
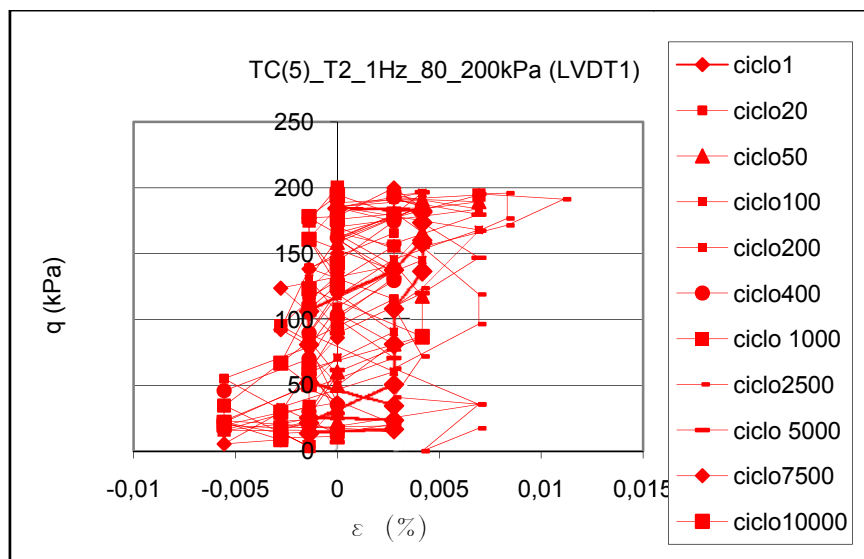


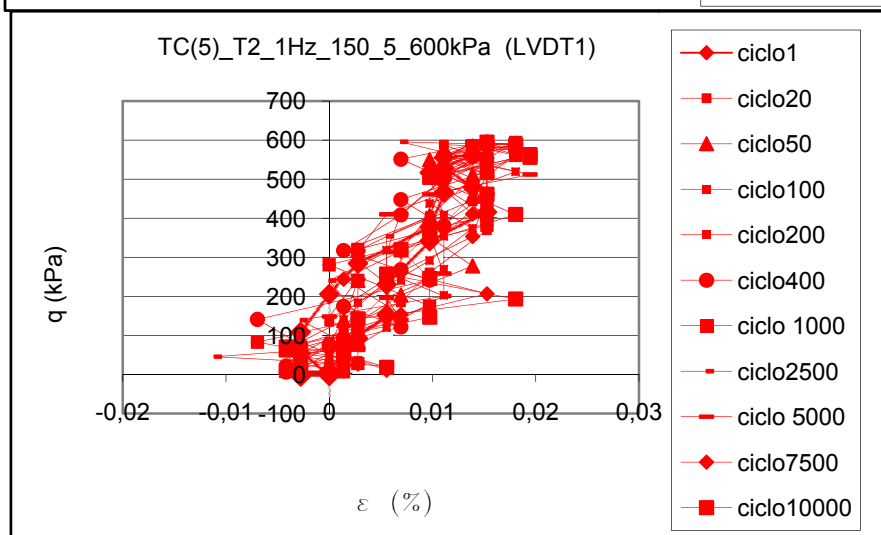
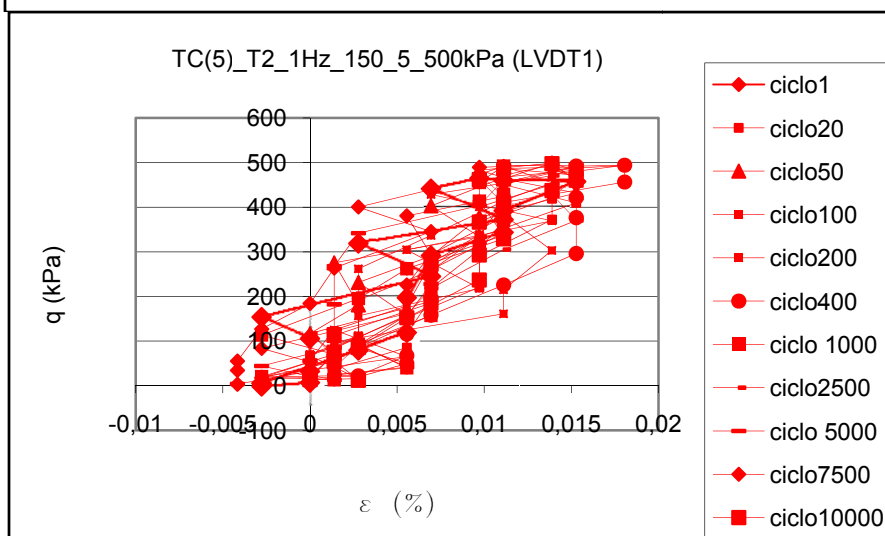
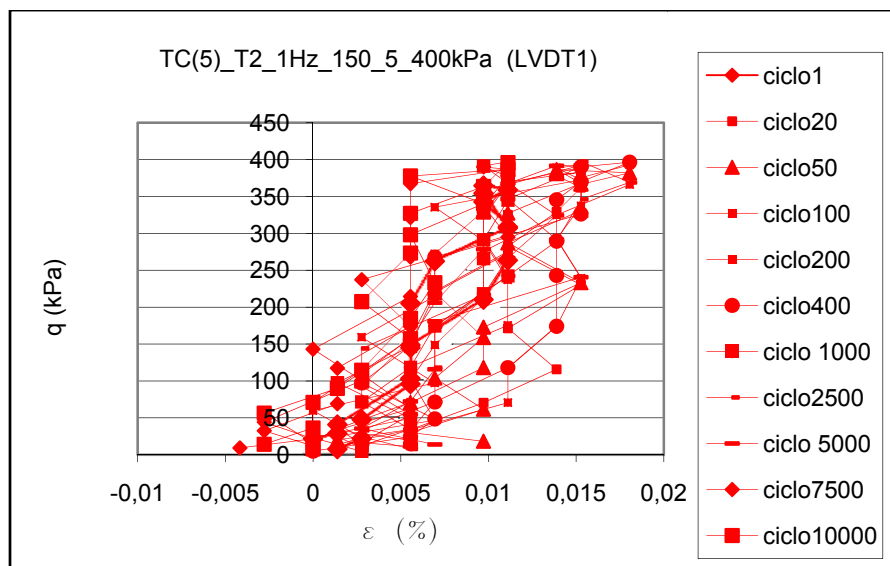


Representação da deformação associada ao transdutor LVDT 1 em função da tensão de desvio. Em cada gráfico, no título, define-se o ensaio, a tensão de confinamento e a tensão de desvio.









Representação da deformação associada ao transdutor LVDT 5 em função da tensão de desvio. Em cada gráfico, no título, define-se o ensaio, a tensão de confinamento e a tensão de desvio.

